

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



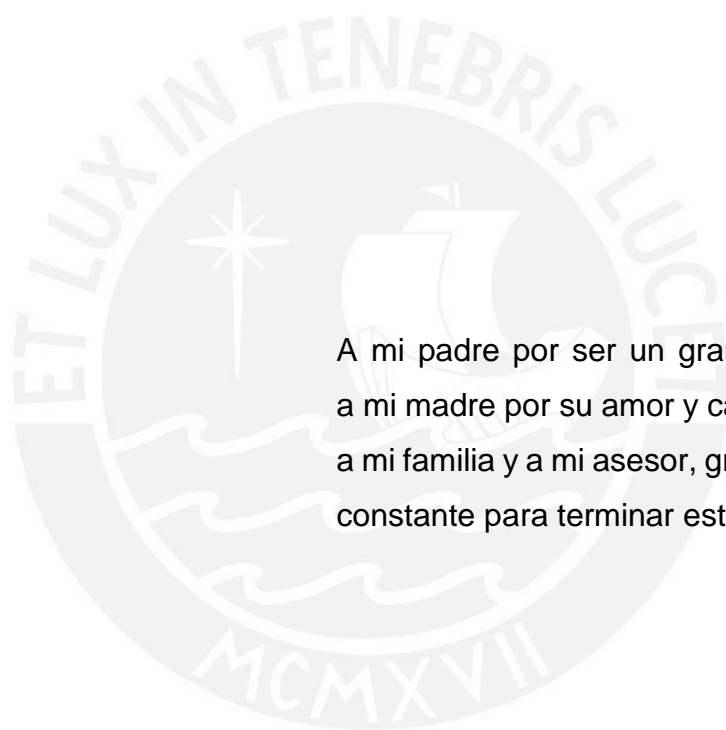
**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE
SEIS PISOS EN CONCRETO ARMADO**

Tesis para optar el Título de **Ingeniero Civil**, que presenta el
bachiller:

Rommel Arturo Cárdenas González

ASESOR: Mg. Wilson Edgar Silva Berrios

Lima, setiembre del 2019



A mi padre por ser un gran ejemplo de vida,
a mi madre por su amor y cariño incondicional,
a mi familia y a mi asesor, gracias por su apoyo
constante para terminar esta tesis.

RESUMEN

El presente proyecto de tesis desarrolla el análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de seis niveles que se encuentra ubicado en el distrito de Surco, Lima. El proyecto consta de cinco pisos típicos dedicados a cuatro departamentos por piso. Los estacionamientos se ubican en el primer nivel y en un terreno en la parte posterior del edificio. El ingreso se realiza por el primer piso, donde se encuentra la recepción y el hall de acceso, mientras que la circulación vertical se realiza mediante las escaleras principales y los ascensores.

El sistema estructural –en las dos direcciones del edificio- está conformado por muros de concreto armado o placas en las dos direcciones, incluyendo los muros de la caja de ascensores. Además, se usa el sistema de pórticos de concreto armado (sistemas de vigas y columnas), que, junto con las placas, le otorgan más rigidez al edificio en ambas direcciones sin dejar de lado la armonía con la arquitectura establecida.

Para el proceso de verificación de la estructuración y predimensionamiento, se procedió a realizar iterativamente los análisis sísmicos preliminares. Luego se comprueba el orden de magnitud de las derivas y son contrastadas con las máximas permisibles de la Norma de Diseño Sismoresistente (NTE E.030-2016), para luego definir las secciones definitivas. Asimismo, se evaluaron las irregularidades que podía presentar el edificio, tanto en planta como en altura, sin embargo, debido a la configuración simétrica de las mismas no fue necesario el uso de los factores de reducción.

Se efectuó el análisis de carga vertical de acuerdo a los parámetros establecidos en la Norma de Carga (NTE E.020), obteniéndose las cargas adecuadas y distribuyéndolas por área en las losas que conforman los pisos típicos.

Para el diseño de los diferentes elementos estructurales se utilizaron los procedimientos estándar de diseño en concreto armado y los lineamientos de la Norma de Concreto Armado (NTE E.060-2009), junto con las envolventes de las fuerzas obtenidas a partir de las combinaciones de cargas. Adicionalmente, se realizó la verificación del diseño de placas en forma de L, tomando en cuenta dos criterios: considerando una sección descompuesta en subsecciones rectangulares sometidos a flexocompresión uniaxial y otra con la sección completa sometida a flexocompresión biaxial.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Diseño estructural de un edificio multifamiliar de seis pisos en concreto armado".
Área : Estructuras
Asesor : Wilson Edgar Silva Berrios
Alumno : ROMMEL ARTURO CARDENAS GONZALEZ
Código : 2009.7322.412
Tema N° : 2560
Fecha : Lima, 15 de octubre de 2018

DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA:

El presente proyecto de Tesis desarrolla el análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de seis pisos que se encuentra ubicado en el distrito de Surco, Lima. Se edifica sobre un suelo gravoso de alta capacidad portante, con un área simétrica rectangular de 751 m² y con un área techada de 429 m².

El proyecto consta de cinco pisos típicos dedicados a cuatro departamentos por piso. Los estacionamientos se ubican en el primer piso y en un terreno en la parte posterior del edificio. El ingreso se realiza por el primer piso, donde se encuentran las recepciones y los halls de acceso, mientras que la circulación vertical se realiza mediante las escaleras principales o a través de los ascensores.

El sistema estructural -en las dos direcciones principales del edificio-, está conformado por muros estructurales o placas, incluyendo los muros de la caja de ascensores. Además, se usa el sistema de pórticos de concreto armado (sistemas de vigas y columnas), que junto a las placas, otorgan una adecuada rigidez al edificio en ambas direcciones, sin dejar de lado la armonía de la arquitectura establecida.

Para el proceso de verificación de la estructuración y predimensionamiento, se procedió a realizar iterativamente los análisis sísmicos preliminares, para comprobar el orden de magnitud de las derivas y contrastarlas con las máximas permisibles por la Norma de Diseño Sismoresistente (NTE E 0.30), para luego definir las secciones definitivas. Así mismo, se evaluaron las irregularidades que podría presentar el edificio, tanto en planta como en altura; pero debido a la configuración simétrica en planta y altura no fue necesario el uso de los factores de corrección que alteren el factor de reducción de fuerzas sísmicas y, en consecuencia, el valor de la fuerza cortante basal.

Se efectuó el análisis para carga vertical, de acuerdo a los parámetros establecidos en la NTE 0.20, obteniéndose las cargas adecuadas y se distribuyeron en cada unidad de área en las losas que conforman los pisos típicos.

i

Para el diseño de los diferentes elementos estructurales se utilizaron los lineamientos de la Norma NTE 0.60 -Concreto, en conjunto con las envolventes de fuerzas obtenidas a partir de las combinaciones de cargas, realizadas en los análisis desarrollados. Adicionalmente, se realizó la verificación del diseño de placas en forma de "L", usando criterio de la sección completa y de la sección fraccionada en sub-áreas.

OBJETIVO Y ALCANCE

El objetivo general de la presente tesis es realizar el análisis sísmico y el diseño reglamentario en concreto armado del edificio multifamiliar (viviendas), indicado.

Se presentará una memoria de cálculo -debidamente justificada en todas sus etapas-, y los planos estructurales del proyecto.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.



INDICE

1	Introducción	1
2	Aspectos generales del proyecto y arquitectura	2
2.1	Descripción general y arquitectura del edificio	2
2.2	Condiciones de sitio	5
3	Estructuración y predimensionamiento	6
3.1	Estructuración del edificio	6
3.1.1	Distribución en planta	7
3.1.2	Elección del tipo de losas	8
3.1.3	Ejes en la dirección X-X	8
3.1.4	Ejes en la dirección Y-Y	8
3.1.5	Comentarios de la estructuración	9
3.2	Predimensionamiento de los elementos estructurales	11
3.2.1	Predimensionamiento de losas	11
3.2.2	Predimensionamiento de vigas	12
3.2.3	Predimensionamiento de columnas	12
3.2.4	Dimensionamiento de muros de corte	14
4	Análisis sísmico	18
4.1	Generalidades	18
4.2	Análisis modal espectral	18
4.2.1	Peso sísmico	19
4.2.2	Modelo numérico del edificio	21
4.3	Análisis de irregularidades	22
4.4	Análisis dinámico	23
4.5	Análisis por superposición espectral	24
4.5.1	Espectro de diseño	25
4.5.2	Masa de la estructura	26
4.5.3	Control de derivas	27
4.5.4	Cortante basal estática y factores de escala	28
4.5.5	Verificación de irregularidad por torsión	28
4.5.6	Fuerza cortante en la base de los muros	29
4.5.7	Calculo de junta de separación sísmica	30

5	Diseño en concreto armado	32
5.1	Diseño de losas	33
5.1.1	Diseño por flexión de vigueta	34
5.1.2	Control de deflexiones	39
5.1.3	Verificación por corte	40
5.1.4	Acero por temperatura	41
5.1.5	Diseño por flexión de losa maciza	42
5.1.6	Diseño por corte de losa maciza	44
5.2	Diseño de vigas	44
5.2.1	Diseño de la viga VT-06	45
5.2.2	Diseño y verificación por fuerza cortante de la viga VT-06	51
5.2.3	Control de deflexiones	53
5.2.4	Control de fisuración	54
5.3	Diseño de columnas	55
5.3.1	Diseño por flexocompresión de la columna C-03	57
5.3.2	Verificación de la esbeltez de la columna C-03	61
5.3.3	Diseño del refuerzo transversal de la columna C-03	64
5.4	Diseño de muros	66
5.4.1	Diseño de los núcleos del muro PL-04 por flexocompresión	67
5.4.2	Diseño por capacidad del refuerzo distribuido del muro PL-04	72
5.4.3	Verificación por flexión biaxial del muro PL-04	74
5.5	Diseño de cimentaciones	77
5.5.1	Dimensionamiento por presión admisible	77
5.5.2	Verificación por cortante	80
5.5.3	Verificación por punzonamiento	81
5.5.4	Diseño por flexión	82
5.5.5	Diseño de la zapata aislada para la placa PL-04	82
5.5.6	Diseño de la zapata combinada para las placas PL-05	87
5.6	Diseño de elementos estructurales adicionales	92
5.6.1	Diseño de escaleras	92
6	Comentarios y conclusiones	96
7	Bibliografía	99
8	Anexos	100

ÍNDICE DE FIGURAS

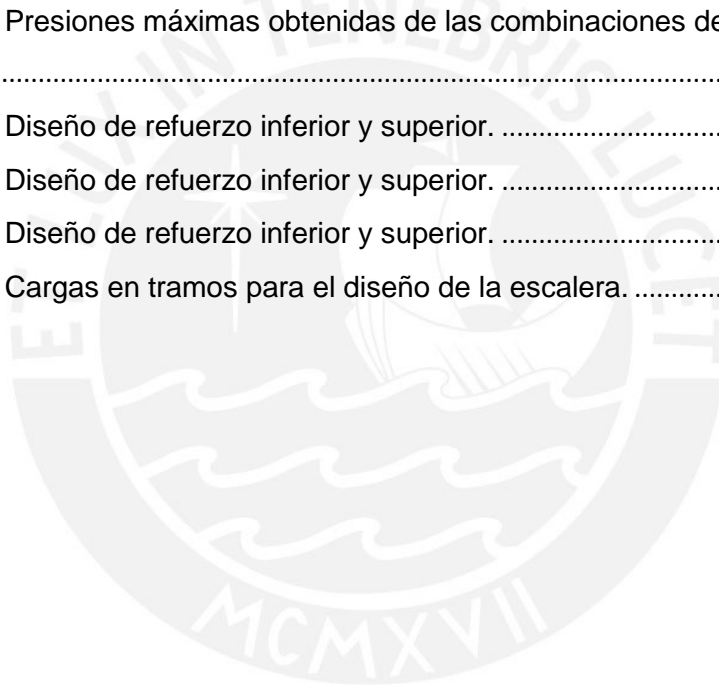
Figura 2.1 Elevación principal.	2
Figura 2.2 Planta típica.	3
Figura 2.3 Corte longitudinal.	4
Figura 3.1 Dimensiones en planta.	7
Figura 3.2 Estructuración de piso típico.	10
Figura 3.3 Planta con elementos predimensionados.	17
Figura 4.1 Distribución del peso por área de la tabiquería en cada paño para un piso típico.	20
Figura 4.2 Elevación isométrica del modelo estructural.	22
Figura 4.3 Espectro de respuestas.	25
Figura 5.1 Sección típica de las viguetas de un aligerado de 25 cm.	33
Figura 5.2 Vigueta analizada en planta típica.	35
Figura 5.3 Modelo geométrico de vigueta con la carga muerta y viva repartida.	36
Figura 5.4 Envolvente de momentos flectores (ton-m) y fuerzas cortantes (ton), respectivamente.	37
Figura 5.5 Secciones principales en los tramos de la vigueta.	37
Figura 5.6 Vista en planta de los ensanches corridos y alternados.	41
Figura 5.7 Modelo de losa maciza DMF a) eje X-X y b) eje Y-Y.	43
Figura 5.8 Modelo de losa maciza DFC eje a) X-X y b) eje Y-Y.	44
Figura 5.9 Ubicación de los tramos de la viga VT-06.	46
Figura 5.10 Modelo de la viga VT-06.	47
Figura 5.11 Envolvente de momentos flectores en los tramos de las vigas VT-06.	48
Figura 5.12 Distribución de acero corrido en la viga VT-06.	50
Figura 5.13 Envolvente de fuerzas cortante con sismo amplificado para la viga (ton).	52
Figura 5.14 Diagrama de momentos flectores en condición de servicio de la viga VT-06 en ton-m.	54
Figura 5.15 Diagrama de interacción de diseño de la columna C-03 (con $\rho=1\%$).	56
Figura 5.16 Ubicación del área tributaria de la columna C-03.	57
Figura 5.17 Diagrama de interacción de la columna C-03 con $\rho = 1.29\%$ para los tres primeros pisos.	60

Figura 5.18 Diagrama de interacción de la columna C-03 con $\rho = 1.29\%$ para los tres últimos pisos.	60
Figura 5.19 Corte de la sección de la columna C-3.....	65
Figura 5.20 Tipo de refuerzo colocado en placa.	66
Figura 5.21 Sección de análisis y diseño de la placa PL-04 con medidas en m.	69
Figura 5.22 Diagrama de interacción de la placa PL-04 en la dirección X-X.	70
Figura 5.23 Diagrama de interacción de la placa PL-04 en la dirección Y-Y.	70
Figura 5.24 Diseño del refuerzo de la placa PL-04.	74
Figura 5.25 Ubicación del eje neutro en la sección de la placa PL-04.	75
Figura 5.26 Ubicación del bloque de compresiones.	75
Figura 5.27 Curva de falla para P_n constante de la placa PL-04.	76
Figura 5.28 Esquema de zapata aislada con ejes coordenados.	78
Figura 5.29 Distribución teórica de esfuerzos en el suelo.	78
Figura 5.30 Distribución de presiones para el caso que existan tracciones.	79
Figura 5.31 Sección crítica para la verificación de corte por flexión.	80
Figura 5.32 Sección crítica para la verificación por punzonamiento.	81
Figura 5.33 Sección en voladizo para el diseño por flexión.	82
Figura 5.34 Dimensiones de la zapata para la placa PL-04.	83
Figura 5.35 Distribución de acero y dimensiones de la zapata de PL-04.	86
Figura 5.36 DFC del tramo en dirección X-X de la zapata combinada (ton).	88
Figura 5.37 DMF del tramo en dirección X-X de la zapata combinada (ton-m).	89
Figura 5.38 Modelo en SAP2000 de la zapata combinada de las placas PL-05.	90
Figura 5.39 Diagrama de momentos MXX en la zapata combinada ($\sigma_u = 51.4 \text{ ton/m}^2$).	90
Figura 5.40 Diagrama de momentos MYY en la zapata combinada ($\sigma_u = 51.4 \text{ ton/m}^2$).	91
Figura 5.41 Armado final de la zapata combinada.	91
Figura 5.42 Modelo simplificado de la escalera.	93
Figura 5.43 Diagrama de fuerzas cortantes (ton).	93
Figura 5.44 Diagrama de momento flector (ton-m).	94
Figura 5.45 Armado del primer tramo de la escalera.	95
Figura 5.46 Armado del tramo típico de la escalera.	95

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Valores para predimensionamiento.	13
Tabla 3.2 Valores para el predimensionamiento de los muros.	15
Tabla 3.3 Valores mínimos de espesor para los muros en ambas direcciones.	16
Tabla 4.1 Valores de la carga muerta y viva en el piso típico y la azotea.	20
Tabla 4.2 Verificación de irregularidades.	22
Tabla 4.3 Modos principales de la estructura.	23
Tabla 4.4 Valores de periodo vs aceleración en los ejes X e Y.	25
Tabla 4.5 Masas de cada piso obtenidos del programa.	26
Tabla 4.6 Desplazamientos y derivas del análisis dinámico.	27
Tabla 4.7 Valores de amplificación sísmica.	28
Tabla 4.8 Ratios para la verificación de torsión.	29
Tabla 4.9 Cortante en la base de los muros en la dirección X-X.	29
Tabla 4.10 Cortante en la base de los muros en la dirección Y-Y.	30
Tabla 5.1 Momentos máximos en la vigueta sin y con alternancia de cargas.	38
Tabla 5.2 Acero colocado en la vigueta.	38
Tabla 5.3 Peraltes mínimos en aligerados y vigas a menos que se calculen las deflexiones.	39
Tabla 5.4 Acero colocado en losa maciza.	43
Tabla 5.5 Momentos en las secciones críticas en el tramo de la viga VT-06.	48
Tabla 5.6 Cálculo de acero requerido y colocado en el tramo de la viga VT-06.	49
Tabla 5.7 Valores para la verificación de la resistencia mínima del acero corrido.	50
Tabla 5.8 Cálculo de valores de fuerza cortante límites.	52
Tabla 5.9 Valores para el cálculo del parámetro Z.	54
Tabla 5.10 Metrado de cargas axiales para la columna C-03.	58
Tabla 5.11 Momentos en servicio de la columna C-03.	58
Tabla 5.12 <i>Cargas y momentos últimos en la columna C-03.</i>	59
Tabla 5.13 Cargas de diseño y acero colocado.	59
Tabla 5.14 Análisis de esbeltez en la dirección X-X.	62
Tabla 5.15 Análisis de esbeltez en la dirección Y-Y.	62
Tabla 5.16 Cargas en servicio para el diseño de la placa PL-04.	67

Tabla 5.17 Cargas últimas en la placa PL-04 para las cinco combinaciones en la dirección X-X.....	68
Tabla 5.18 Cargas últimas en la placa PL-04 para las cinco combinaciones en la dirección Y-Y.....	68
Tabla 5.19 Fuerza cortante de diseño de la placa PL-04.....	72
Tabla 5.20 Cargas en servicio en la base de la placa PL-04.	83
Tabla 5.21 Presiones máximas obtenidas de las combinaciones de carga en la zapata.	85
Tabla 5.22 Diseño de refuerzo inferior.	86
Tabla 5.23 Cargas en servicio en la base de las placas PL-05.	87
Tabla 5.24 Presiones máximas obtenidas de las combinaciones de carga en la zapata.	88
Tabla 5.25 Diseño de refuerzo inferior y superior.	89
Tabla 5.26 Diseño de refuerzo inferior y superior.	90
Tabla 5.27 Diseño de refuerzo inferior y superior.	91
Tabla 5.28 Cargas en tramos para el diseño de la escalera.	93



1 Introducción

El desarrollo de esta tesis involucra el análisis y el diseño integral de un edificio de concreto armado. La elección del tema corresponde a la necesidad de poner en práctica los conocimientos aprendidos en los cursos de estructuras en pregrado, aplicando conceptos y metodologías en un caso real, variando las condiciones iniciales del problema para hacerlo más un ejercicio académico.

En ese sentido, el objetivo principal dentro de este proyecto es el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de seis pisos de concreto armado. Teniendo en cuenta únicamente los planos de arquitectura con modificaciones menores que permitan un manejo más fácil del diseño. El resultado final que se desea lograr es que cada uno de los elementos estructurales diseñados sean el reflejo de los lineamientos exigidos por la NTE E.060. Asimismo, dentro del producto final se presentará el diseño definitivo a través de planos detallados. Por otro lado, el presente trabajo no incluye el diseño de la cisterna o tanque elevado debido al planteamiento inicial del proyecto y a limitaciones académicas.

Durante los siguientes capítulos, se tratará de poner en evidencia el problema a resolver, empezando con las características de la arquitectura del edificio. El tercer capítulo se concentra en la estructuración del edificio, que viene a ser el primer “diseño” con respecto a las secciones de los principales elementos que soportarán las cargas del edificio. Para los dos siguientes capítulos, se cuantificarán estas cargas, tanto estática como dinámicamente durante un sismo.

Dentro del análisis sísmico, se comprobará que el edificio cumpla con los requerimientos exigidos por NTE E.030, para ello se desarrollará un modelo tridimensional con todos los elementos estructurales. Finalmente, con las cargas obtenidas se diseñará los elementos estructurales usando los procedimientos usuales en la literatura de concreto. Es decir, las vigas, columnas y placas serán diseñadas teniendo en cuenta las exigencias que demandan tanto las normas Sismoresistente, así como las de diseño de Concreto Armado.

2 Aspectos generales del proyecto y arquitectura

2.1 Descripción general y arquitectura del edificio

El proyecto que se analizará y diseñará en esta tesis es un edificio multifamiliar de seis pisos y azotea (ver **Figura 2.1**). Se edifica sobre un terreno rectangular de 30 x 14 m, con un área construida de 429 m² por piso, asimismo, el edificio pertenece a un conjunto habitacional, en el que existe una separación considerable con el resto de los edificios.



Figura 2.1 Elevación principal.

El proyecto no cuenta con sótanos, sin embargo, el primer piso está adecuado para albergar los estacionamientos junto con un terreno ubicado en la parte posterior de la edificación. El acceso de los vehículos se realiza a través cuatro puertas levadizas desde la calle, mientras que el ingreso peatonal se da a través de dos puertas principales. Dentro del edificio existen dos recibos o recepciones que permiten la entrada a las escaleras y a los ascensores, así como a los estacionamientos. Se debe resaltar, que cada recepción es independiente una de otra, ubicadas en áreas diferentes, de tal forma que solo un recibidor permite el acceso de manera vertical a dos departamentos en cada piso.

Los cinco niveles restantes están destinados a cuatro departamentos de 92 m² y tienen la misma distribución arquitectónica en planta (ver **Figura 2.2**). Al interior de cada departamento, los ambientes están separados por muros de tabiquería compuestos por

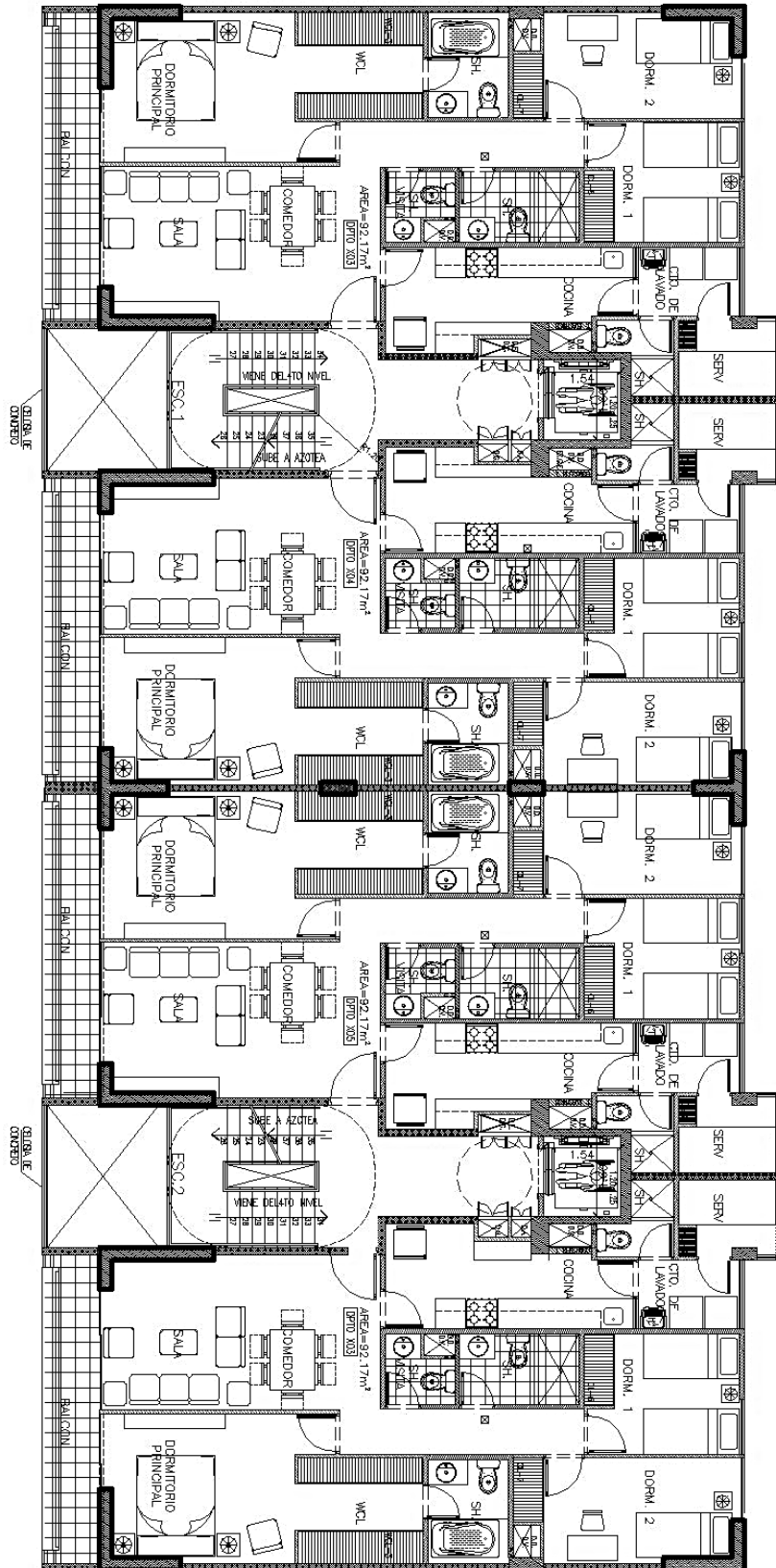


Figura 2.2 Planta típica.

ladrillos pandereta de 10 cm, mientras que los muros de cerramiento son de 14 cm de espesor por un aspecto acústico.

Con respecto a la azotea solo está destinada a albergar el cuarto de máquina de los ascensores, siendo la altura total de 16.20 m hasta este punto. Por otra parte, la altura de entrepiso es uniforme en todos los niveles con 2.70 m (ver **Figura 2.3**) y la altura libre de piso terminado a fondo de cielo raso es de 2.45 m.

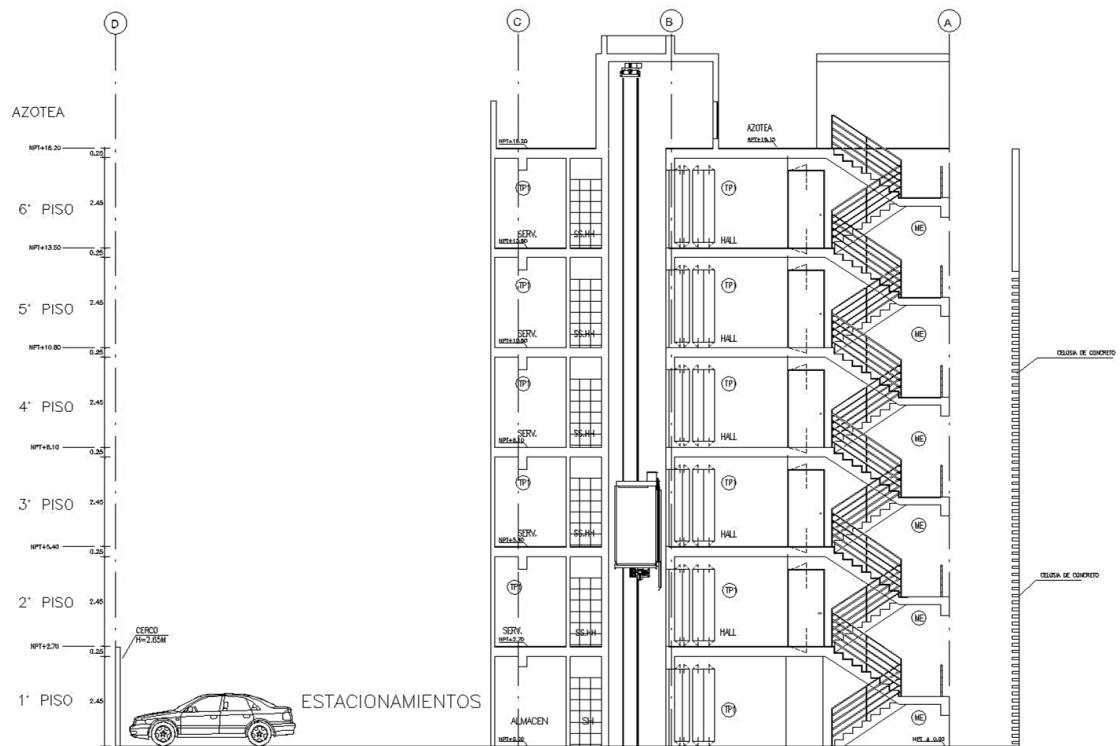


Figura 2.3 Corte longitudinal.

La edificación cuenta con dos escaleras de acceso y junto a ellas existen vacíos, los cuales provienen de las aberturas de la azotea para la iluminación y la ventilación. Además, se tiene las cajas de los ascensores, siendo dos en total, que están conectadas por un hall o pasadizo con las escaleras.

Finalmente, por condiciones del proyecto y para efectos prácticos, al no considerarse cisterna ni tanque elevado, se acondicionó un sistema hidroneumático para abastecer de agua al edificio en general.

2.2 Condiciones de sitio

El proyecto estará ubicado en la ciudad de Lima, distrito de Surco. El factor de zona correspondiente para la ubicación de esta estructura de acuerdo al Artículo 5 de la NTE E.030 (2016) es de Zona 4. Esto implica que en los 50 años de vida útil del edificio puede estar sometido a un sismo con una aceleración en la corteza igual a 0.45 veces la aceleración de la gravedad, con una probabilidad de excedencia de 10%.

Por otra parte, el tipo de suelo en el que se edificará el proyecto es el de un suelo rígido (S1). Por lo tanto, para el diseño de la cimentación se considerará un suelo con una capacidad portante de 4 kg/cm².



3 Estructuración y predimensionamiento

Durante el desarrollo de esta tesis se mencionó que se haría un “diseño” inicial que comenzaría con la estructuración y el predimensionamiento de los elementos estructurales. Este diseño preliminar se irá ajustando de acuerdo a las condiciones de cargas que se obtengan en el análisis, siendo esto un proceso iterativo.

En ese sentido, la ciudad de Lima al ser a una zona de alta sismicidad, resultaba importante que la estructuración fuera la más adecuada y óptima. Pues se esperaba que trabaje tanto para las cargas de gravedad como para las cargas sísmicas y tuviera armonía con la arquitectura propuesta.

Por lo tanto, con la estructuración y el predimensionamiento definitivos, se espera que se cumplan con los lineamientos de la NTE E.030, asegurando que la estructura posea un comportamiento sísmico adecuado.

3.1 Estructuración del edificio

El proceso de estructuración consiste en la distribución y ubicación geométrica del sistema que resistirá las cargas gravitatorias y sísmicas, el cual deberá plasmarse en los planos y será un reflejo de las necesidades del cliente. Es importante resaltar que no existe una manera directa y exacta de cómo debe realizarse la estructuración, más bien se siguen criterios en base a la experiencia adquiridos en proyectos similares.

Blanco (1997) establece criterios que permiten dar un acercamiento de manera sencilla de cómo hacer una buena práctica en la estructuración de un edificio. Los criterios se enumeran a continuación:

- Simplicidad y simetría, resistencia y ductilidad
- Hiperestaticidad y monolitismo
- Uniformidad y continuidad de la estructura
- Rigidez lateral adecuada en dos direcciones ortogonales
- Diafragma rígido competente en cada nivel del edificio

- Tratamiento adecuado de los elementos no-estructurales
- Diseño correcto en concreto armado

3.1.1 Distribución en planta

Toda edificación obedece a una forma en planta correspondiente al terreno donde se construirá, es por ello que antes de tratar la estructuración del edificio, es necesario hacer una observación sobre la forma en planta. Bazán & Meli (2004) propone que la razón entre el largo y ancho de la planta no debe ser mayor a cuatro, para este caso, la relación que se obtuvo fue de 2.2 (ver **Figura 3.1.**).

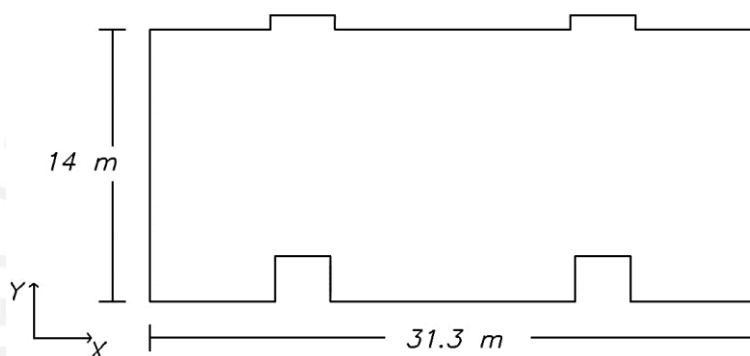


Figura 3.1 Dimensiones en planta.

Aunque la razón de las longitudes en planta no sobrepasa el valor máximo, la forma alargada en planta afectará de manera negativa al comportamiento sísmico en la dirección Y-Y. Para reducir este efecto, será recomendable colocar más muros estructurales en esta dirección, creando más conexiones pórticos-muros en las zonas más alejadas de la planta (esquinas), controlando de mejor forma los desplazamientos de los extremos. Por otro lado, se aprovechará la simetría en esta dirección para colocar los muros, ya que resulta más fácil definir los elementos que resistirán las fuerzas torsionales durante el sismo en el eje Y-Y.

Asimismo, se observa que existen esquinas entrantes en la cara exterior del edificio (fachada) debido al vacío para la ventilación e iluminación de las escaleras. Por lo tanto, el factor de reducción sísmico será reducido siempre y cuando se sobrepase el límite de la NTE E.030 por irregularidad en planta.

3.1.2 Elección del tipo de losas

El proceso de estructuración inicia con la elección del tipo de losa que se usará, debido a que la dirección donde se transmitirán las cargas definirá los sistemas de pórticos y placas. En ese sentido, se opta por usar losas aligeradas en la dirección X-X para los paños grandes y en la dirección Y-Y para los más pequeños.

Por otra parte, en la zona del hall, que se encuentra entre los ascensores y las escaleras, se utilizará una losa maciza para distribuir mejor los esfuerzos en esa área ocasionados por los muros de los ascensores.

3.1.3 Ejes en la dirección X-X

Para esta dirección más larga se definieron tres ejes, de los cuales dos llegan a formar pórticos continuos de extremo a extremo del edificio, siendo uno de estos un eje perimetral (fachada posterior) y un eje interno, conteniendo ambos tanto pórticos como muros. El eje restante pertenece al de la fachada del edificio que, debido a la disposición de las aberturas para las escaleras, se forman tres sistemas de pórticos y placas por separado.

Cabe destacar, que se evitó crear más pórticos en esta dirección, puesto que se dividía innecesariamente la losa aligerada en más áreas, haciendo que se modifique la dirección de carga original, conservando de esta forma la arquitectura inicial propuesta.

3.1.4 Ejes en la dirección Y-Y

Para esta dirección se definieron siete ejes que los constituye el sistema de pórticos-muros llamados principales, pues a estos les transmiten las cargas de las losas, asimismo, se extienden de manera continua de extremo a extremo del edificio. Los ejes propuestos guardan relación con la distribución regular de la arquitectura.

Por otro lado, los ejes extremos 1 y 7 son los que controlarán mayormente el problema de la torsión en el edificio, por lo que se espera que sean los más esforzados. Sin embargo, debido a la simetría en planta en esta dirección, ambos pórticos tendrán las mismas rigideces y por lo tanto no habrá dificultad en controlar la torsión.

3.1.5 Comentarios de la estructuración

La estructuración (ver **Figura 3.2**) se realizó en base a los criterios que se describieron al inicio del capítulo, con el objetivo de obtener un adecuado comportamiento ante las cargas de gravedad y sísmicas durante la vida útil del edificio. Como se mencionó anteriormente, se trató de no alterar demasiado el sistema original, de manera que la distribución arquitectónica fuese modificada hasta donde sea posible.

En cuanto a la rigidez lateral, se han colocado muros de concreto en forma de L en las esquinas principales del edificio y también en las esquinas entrantes de la fachada, así como muros en forma de T en la fachada principal y posterior. La elección de la forma para estos muros (L y T) correspondía al hecho que se debía en aumentar la rigidez sin la necesidad de crear más ejes en la dirección X-X, pues se alteraría la configuración propuesta. Por último, las cajas de los ascensores tendrán muros en forma de C invertida con un espesor menor, evitando la concentración de mayor rigidez en una sola área. En cuanto a las columnas, la disposición que se les dieron fue siguiendo la distribución de la arquitectura, aportando rigidez en la dirección Y-Y.

Los pórticos de concreto armado aportarán rigidez lateral junto con los muros en ambas direcciones. Como se mencionó anteriormente, al tener la planta una configuración rectangular, esto va a ocasionar que el comportamiento en ambas direcciones no sea la misma, lo que conllevará a aumentar el problema de torsión. Sin embargo, se aprovechó la simetría en la dirección Y-Y, de tal forma que la rigidez sea repartida también simétricamente y ayude a disminuir las torsiones en planta. En tal sentido, las placas en las esquinas y en las esquinas entrantes serán las que controlen mayormente este problema, poniendo el mismo peralte de las vigas en ambas direcciones, es decir, para los ejes 1, 2, 3, 4, 5, 6 y 7, y los ejes A, B y C.

Los espesores de los muros serán uniformes en toda la altura con la intención de mantener la continuidad en la estructura. Los ascensores y las escaleras representan huecos en la planta, considerándolos como una discontinuidad en el diafragma en esa zona, por lo que ha optado en utilizar una losa maciza con el fin de garantizar el diafragma rígido de la estructura. Finalmente, se ha considerado que la tabiquería sea separada 1" de la estructura, ya que la altura libre de piso a fondo de techo es alta, los tabiques llegarán hasta el nivel de cielo raso. En caso de no aislar correctamente los tabiques se formarían columnas cortas en las uniones tabique-columna y se alteraría la rigidez de la edificación.

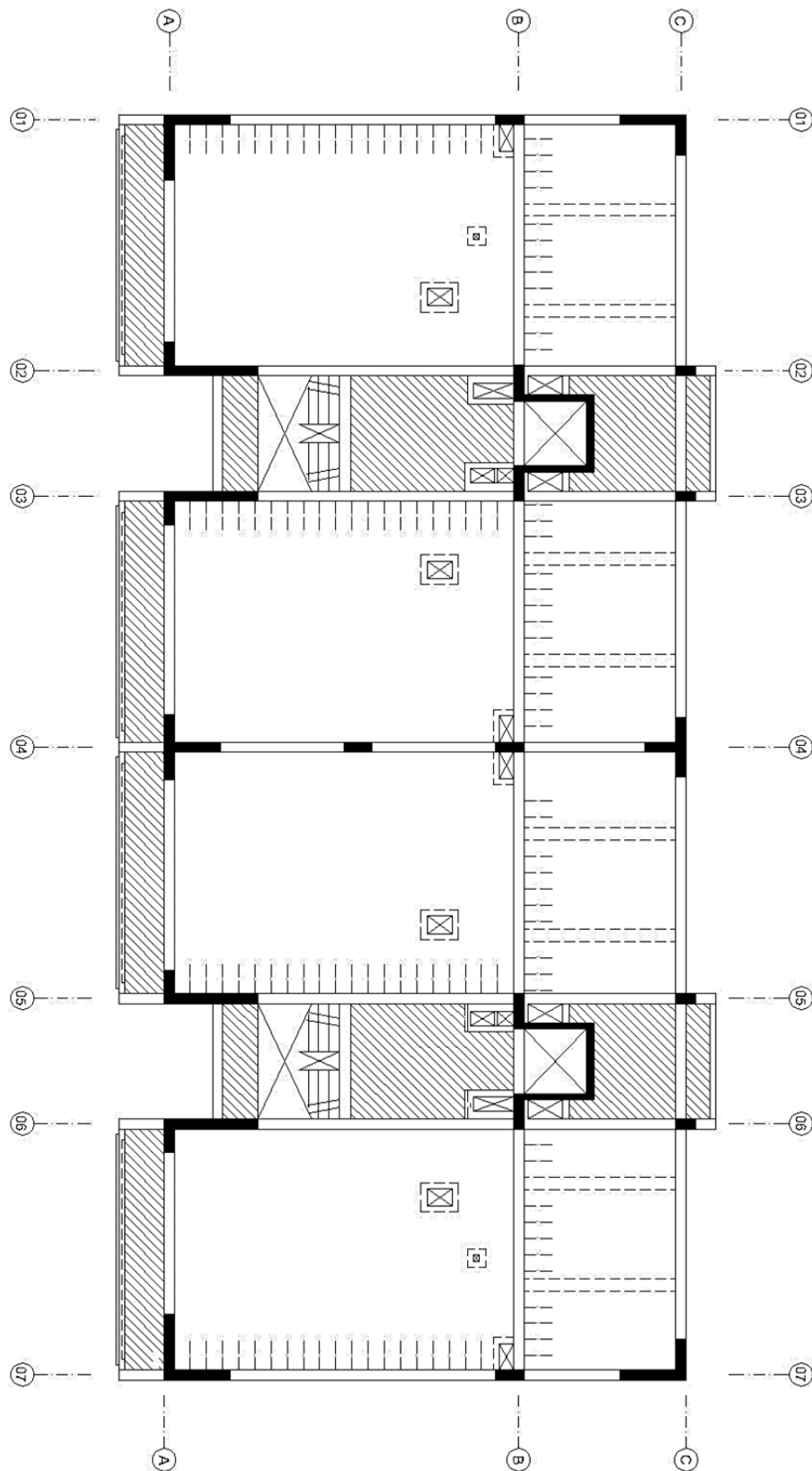


Figura 3.2 Estructuración de piso típico.

3.2 Predimensionamiento de los elementos estructurales

Antes de iniciar el análisis estructural es necesario que los elementos tengan dimensiones previas, los cuales no serán definitivos y que se pueden ir afinando a medida que el análisis lo requiera. En tal sentido, el predimensionamiento se hará tomando en cuenta criterios y recomendaciones de autores que permitan obtener resultados válidos. Cabe resaltar que, en algunos casos, estos procedimientos se basarán en realizar metrados de carga a partir del uso de áreas tributarias que variarán para un determinado elemento estructural.

3.2.1 Predimensionamiento de losas

El funcionamiento de las losas dentro del sistema estructural es de formar los pisos y techos del edificio y de transmitir las cargas de gravedad hacia las vigas. Asimismo, permite formar diafragmas rígidos en el plano, de tal modo que una losa soporte los pórticos del edificio ante solicitaciones sísmicas. En este proyecto se utilizaron losas aligeradas en una dirección, de sección típica que se usan en el mercado, y losas macizas de concreto armado.

Las losas aligeradas escogidas repartirán la carga en una sola dirección, orientadas hacia la luz más pequeña. En el proyecto se obtuvieron las luces libres del paño más grande y del más pequeño, resultando 5.95 m y 3.75 m, respectivamente. La NTE E.060 sugiere que para determinar el peralte de la losa, sin la necesidad de verificar deflexiones y que la sobrecarga sea menor a 300 kg/m^2 , se considere la relación $h \geq l/25$, donde h viene a ser el peralte de la losa y l la luz libre en la dirección más corta.

Por otro lado, Blanco (1997) presenta un rango de peraltes que está en función de la luz libre l_n y son los siguientes:

- $h = 0.17 \text{ cm}$ $0 < l_n \leq 4 \text{ m}$
- $h = 0.20 \text{ cm}$ $4 < l_n \leq 5.5 \text{ m}$
- $h = 0.25 \text{ cm}$ $5.5 < l_n \leq 6.5 \text{ m}$
- $h = 0.30 \text{ cm}$ $6.5 < l_n \leq 7.5 \text{ m}$

El valor del espesor obtenido usando ambas recomendaciones en el caso del paño más grande se aproxima a 25 cm, mientras que el valor obtenido para el paño más pequeño fue alrededor de 17 cm. En consecuencia, se optó por elegir el primer valor para todos

los paños, teniendo en cuenta que se trataba del caso más crítico y con la finalidad de uniformizar las alturas de piso a techo en los departamentos. Con respecto a los paños de losas macizas, se prefirió colocar un valor de 20 cm, debido a que no se necesitaba un peralte mayor para soportar cargas menores, por lo tanto, este espesor era suficiente.

3.2.2 Predimensionamiento de vigas

Las vigas cumplen la función de transferir las cargas que reciben de la losa hacia las columnas o placas. Los pórticos que se forman de la unión de una viga con una columna o placa poseen rigidez lateral y en consecuencia toman las fuerzas sísmicas. Una forma práctica para calcular el peralte de una viga es tomar una fracción de la luz libre de la orden de $l_n/10$ o $l_n/12$, es así, que se tendrá las vigas con las siguientes características:

- **Vigas principales:** vigas que trabajan por cargas de gravedad y tomarán cargas de sismo. En la estructuración se observa que tanto para la dirección X-X e Y-Y las vigas son principales, pues forman pórticos con los muros de concreto. Teniendo una luz libre de 6.56 m en la dirección Y-Y, se obtuvo un valor de 60 cm de peralte promedio y tomando el ancho mínimo, exigido por la NTE E.060, se definieron vigas de sección de 25 x 60 cm.
- **Vigas chatas:** son vigas que cargan el peso de los tabiques y cierran los bordes de las aberturas que existan en el aligerado. Tienen el mismo peralte de la losa lo que implica que no tengan una alta resistencia a los momentos flectores y que más bien el diseño se orienta a la resistencia por cortante. El peralte para las vigas chatas será de 25 cm y el ancho dependerá de la carga que esté actuando sobre ellas, en este caso al tratarse de muros interiores de 10 cm de espesor bastará con un ancho de 30 cm.

3.2.3 Predimensionamiento de columnas

La función principal de la columna es de tomar las cargas de gravedad de las vigas y transmitirlos a la cimentación. Cabe destacar, que las columnas de este proyecto tendrán una baja participación en la repartición de las cortantes en la base, pues al tratarse de un edificio con placas, se espera que estas últimas tomen toda la cortante horizontal producida por el sismo, lo cual se verificará más adelante. Por lo tanto, el

dimensionamiento estará basado solo en el esfuerzo axial que proviene de las cargas de gravedad.

En la arquitectura se puede observar que las columnas existentes que se dimensionarán serán las que ubican en los linderos, dos centrales y en la parte posterior del edificio, siendo ocho en total. Con respecto a la columna central, teniendo en cuenta que la rigidez lateral y la resistencia están controladas por los muros, Blanco (1997) propone que el área bruta que se debe colocar sea obtenida mediante la expresión 3.1.

$$A_g \geq \frac{P_{serv}}{0.45f'_c} \quad (3.1)$$

Los valores que se requieren se presentan de manera resumida en la **Tabla 3.1**:

Tabla 3.1 Valores para predimensionamiento.

Área tributaria:	25.88	m ²
Peso por área	1	ton/m ²
f'c	210	kg/cm ²
Número de pisos	6	
Carga axial actuante	155	ton
Área requerida	1643	cm ²

De la tabla se observa que se utiliza un peso por área igual a 1 ton/m² en todos los pisos incluida la azotea. La elección de este ratio corresponde al hecho de que el peso por área en edificios de vivienda oscila cercano a este valor, el cual se verificará más adelante para comprobar su validez. El área requerida que se obtiene es de 1643 cm², escogiéndose una sección cercana a este valor de 25 x 70 cm (1750 cm²). La parte peraltada estará orientada en la dirección Y-Y para respetar la arquitectura y añadir más rigidez a los pórticos en esa dirección.

En cuanto a las columnas perimetrales, a pesar de que tienen una menor área tributaria, se les darán las mismas dimensiones de la columna central, con el peralte en la misma dirección. Esto con la intención de aumentar la rigidez del pórtico y así controlar de mejor manera los efectos de torsión ante un sismo.

3.2.4 Dimensionamiento de muros de corte

Los muros de corte o placas son elementos estructurales que poseen una gran rigidez lateral y resistencia en su dirección principal debido a que tienen longitudes importantes en comparación a su espesor. Debido a esta rigidez, la mayor parte de las fuerzas cortantes durante un sismo son absorbidas por estos muros. En el proyecto, como se mencionó en la subsección 3.1.5, se espera que la distribución simétrica de los muros le dé a la estructura la rigidez adecuada en ambas direcciones, y así, reducir los movimientos torsionales lo más posible.

Para el dimensionamiento de los muros se toma en cuenta que solo la resistencia del concreto es del 80% de la fuerza cortante símica, por lo tanto, se trata de que este valor no exceda a la resistencia del concreto al corte. La NTE E.030 indica la expresión 3.2 empleada para calcular esta resistencia en muros.

$$V_c = A_{cw} \times (\alpha_c \sqrt{f'_c}) \quad (3.2)$$

- A_{cw} = Área de corte requerida.
- $\alpha_c = 0.53$, debido a que la relación entre la altura y la longitud del muro es mayor que 2.
- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Para determinar la fuerza cortante basal estática se utilizará la siguiente ecuación:

$$V_{est} = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times P \quad (3.3)$$

Donde:

- **Factor de Zona (Z).** El edificio se encuentra ubicado en la zona 4 (Lima) cuyo factor de zona “Z” es igual 0.45. Este valor es la aceleración máxima de la corteza con una probabilidad de 10% con una excedencia de 50 años.

- **Coeficiente de Uso (U).** La categoría para edificios destinados a vivienda (Categoría C) le corresponde un factor de uso “U” igual a 1.

- **Factor de Amplificación Sísmica (C).** De acuerdo a las condiciones de sitio, el factor de amplificación sísmica “C” se define como:

$$C_{(T)} = 2.5 \frac{T_p}{T} \leq 2.5 \quad (3.4)$$

Donde:

- T_p : Periodo fundamental de vibración del suelo
- T : Periodo fundamental de la estructura para cada dirección

- **Parámetros de Suelo (S) y (Tp).** El edificio se encuentra en Surco, Lima, que posee un buen suelo con una presión admisible de 4.0 kg/cm². El tipo de suelo que le corresponde es muy rígido (S1) cuyo T_p es 0.4 y con un factor de suelo “S” de 1.0.

- **Coeficiente de reducción (R).** El edificio está compuesto por sistemas de pórticos y muros de concreto armado. Considerando este sistema estructural y a la densidad de muros presentes, le corresponde un coeficiente de reducción “R” igual a 6.

Se estimó previamente el peso de la edificación en 1 ton/m² por piso, incluyendo la azotea, teniendo en cuenta que el área construida de cada piso es de 429 m², se obtendrá un peso total para la estructura en 2574 ton. En la **Tabla 3.2** se muestra cada uno de los valores referentes a los factores para el cálculo de V_{est} en cada dirección.

Tabla 3.2 Valores para el predimensionamiento de los muros.

	Valor	Descripción
Z	0.45	zona sísmica 4
U	1	edificación común
C	$C=2.5 \times T_p/T$	
S	1	tipo de suelo S1
R	6	muros estructurales
Tx	0.49	s
Ty	0.42	s
Cx	2.06	
Cy	2.40	
Vestx	383	ton
Vesty	448	ton

Tabla 3.3 Valores mínimos de espesor para los muros en ambas direcciones.

	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Unidad
Vest	383	448	ton
Área requerida	39893.6	46664.1	cm ²
Placa 1 (PL-01)	150	326	cm
Placa 2 (PL-02)	145	75	cm
Placa 3 (PL-03)	672	716	cm
Placa 4 (PL-04)	176	276	cm
Placa 5 (PL-05)	232	920	cm
Placa 6 (PL-06)	160	113	cm
Longitud total disponible	1535	2426	cm
Espesor requerido	26	20	cm
Espesor mínimo	25	25	cm

En cuanto a la caja de ascensor se prefirió asignarle un espesor de 20 cm para evitar que una alta concentración de rigidez en esa zona aumente la torsión en planta. Por otro lado, la elección de un espesor mínimo de 25 cm presentado en la **Tabla 3.3**, corresponde al hecho de que se acoplen con las vigas con un mismo ancho y de esta forma haya continuidad del acero.

Asimismo, los valores mostrados en la tabla indican que se tiene una mayor longitud de muros en la dirección Y-Y, pero no la suficiente en la dirección X-X, pudiéndose aumentar más la longitud en esta dirección y así aumentar la rigidez. Sin embargo, se decidió mantener estos mismos valores para no modificar el comportamiento obtenido. Finalmente, en la **Figura 3.3** se muestra la estructuración completa de la planta típica.

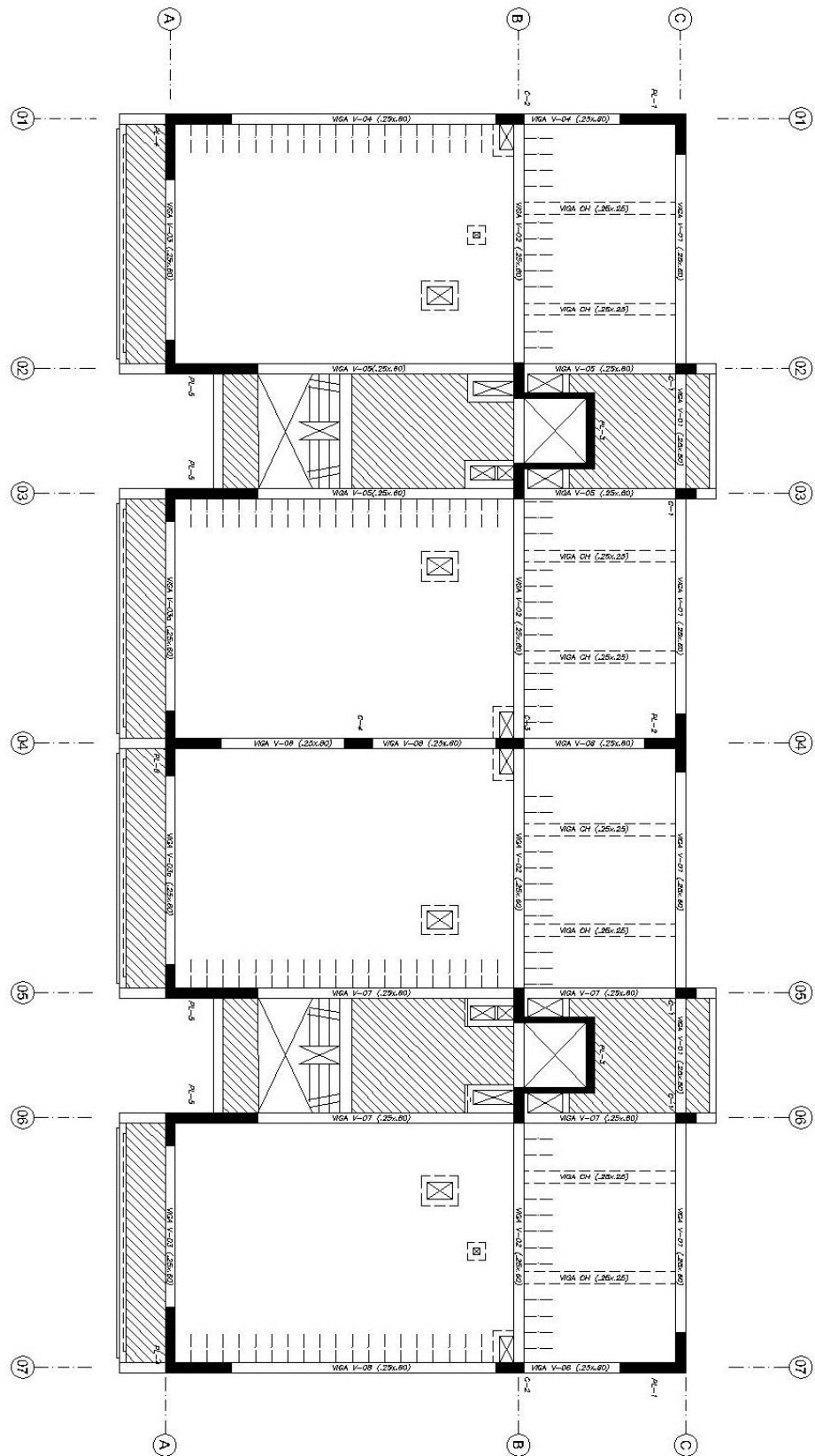


Figura 3.3 Planta con elementos predimensionados.

4 Análisis sísmico

4.1 Generalidades

Un análisis sísmico tiene por objetivo estimar el comportamiento del edificio ante un sismo. Basándose en la NTE E.030, se verifica si la estructuración y definiciones del predimensionamiento inicial fueron los adecuados. También se verificará que la estructura no sobrepase los desplazamientos o derivas de entrepiso que la Norma admite, por lo cual, el edificio deberá tener una rigidez adecuada en ambas direcciones, caso contrario, se aumentarán los anchos o peraltes de los elementos. De esta forma, se comprobará que los elementos estructurales tengan la suficiente resistencia para soportar las solicitaciones sísmicas a los que serán exigidos. En ese sentido, también se calculará la junta de separación sísmica, a pesar de que se cuenta con suficiente espacio entre los edificios, se obtendrá el valor para futuras eventualidades.

4.2 Análisis modal espectral

Usualmente, el comportamiento sísmico de un edificio se determina usando el método modal espectral, y junto con el análisis dinámico estructural, es posible obtener los modos de vibración y los periodos naturales. Además, al usar el espectro recomendado por la Norma, es posible determinar la respuesta espectral para cada modo y hacer una superposición espectral para la estructura total. Sin embargo, debido a la complejidad de este procedimiento, se utilizan programas especializados en análisis estructural, en los que se calcula una gran cantidad de matrices complejas por los numerosos grados de libertad que tiene la estructura (tres por piso). Para el desarrollo de este análisis, el programa utilizado fue el ETABS versión 16.2.0.

En la idealización del modelo del edificio se tomó en cuenta una serie de consideraciones previas, tales como, el peso de la estructura asociado a la carga muerta y carga viva, siendo resultado de un metrado de cargas que se distribuye en los pisos. Además, se definió el sismo de diseño que se ingresa como un espectro de respuesta. Luego se creó el modelo geométrico, dibujando los elementos en el programa, así se tiene los ejes que se representarán como grillas y sobre los cuales se dibujarán losas, vigas, columnas, y muros.

4.2.1 Peso sísmico

El cálculo de la masa de un cuerpo es un procedimiento importante dentro de la dinámica estructural, pues depende mucho de ésta, las fuerzas de inercia que afectarán al sistema estructural, que aparecen cuando las masas concentradas en cada piso son aceleradas. En consecuencia, la fuerza cortante que actúa en la base del edificio es proporcional a la masa que se obtenga en el modelo, por ello es necesario hacer un correcto metrado de cargas. Es importante resaltar, que lo que se desea obtener es un resultado muy próximo al que se puede tener en la realidad y que a pesar de que no se está buscando un valor de peso exacto, sí se desea que éste tenga sentido.

Para la carga viva, tal como se indica en la NTE E.020, se define una sobrecarga en edificios destinados a vivienda de 200 kg/m². Mientras tanto en la azotea se consideró una sobrecarga de 100 kg/m², ya que no se concentra una masa importante en esta zona (ausencia de terraza y zona recreacional) y donde el tránsito peatonal será mínimo.

Programas como el ETABS, SAP2000, etc., ofrecen la posibilidad de calcular automáticamente el peso propio de los elementos estructurales que componen la estructura. Sin embargo, se debe realizar un metrado manual para calcular las cargas que se transmite de losa a viga, pues se considerará para el modelo un espesor nulo en el caso de las losas, en especial para los aligerados. En ese sentido, las losas aligeradas tendrán un peso distribuido de 450 kg/m², pues se está considerando su peso propio (350 kg/m²) y el del piso terminado (100 kg/m²).

Para el cálculo del peso de la tabiquería en cada piso típico, se observa que la distribución, para cada departamento, no es simétrica en las dos direcciones, por tal motivo, se obtiene pesos distintos que corresponden a cada paño tanto para aligerados y macizas (ver **Figura 4.1**). Los tabiques tendrán una altura de 2.40 m, con un espesor de 10 cm y un peso de 1400 kg/m³, pues como se mencionó, se trata de tabiques de ladrillo pandereta, siendo peso por metro lineal igual a 0.33 ton/m

El peso obtenido se multiplica por la longitud de muro total sobre el paño, para este ejemplo, se toma el caso del paño definido por los ejes 1, 2, A y B, luego se divide por el área para obtener peso por área:

$$W_{tab} = \frac{0.33 \times 23.1}{50} = 0.15 \frac{ton}{m^2}$$

A continuación, se presenta en la **Figura 4.1** los valores del peso por área de la tabiquería en cada paño. Además, en la **Tabla 4.1** se muestra la repartición de las cargas muertas y vivas para un piso típico y la azotea. Finalmente, al momento de introducir estos valores al programa, los pesos de la tabiquería serán añadidos a la carga muerta directamente.

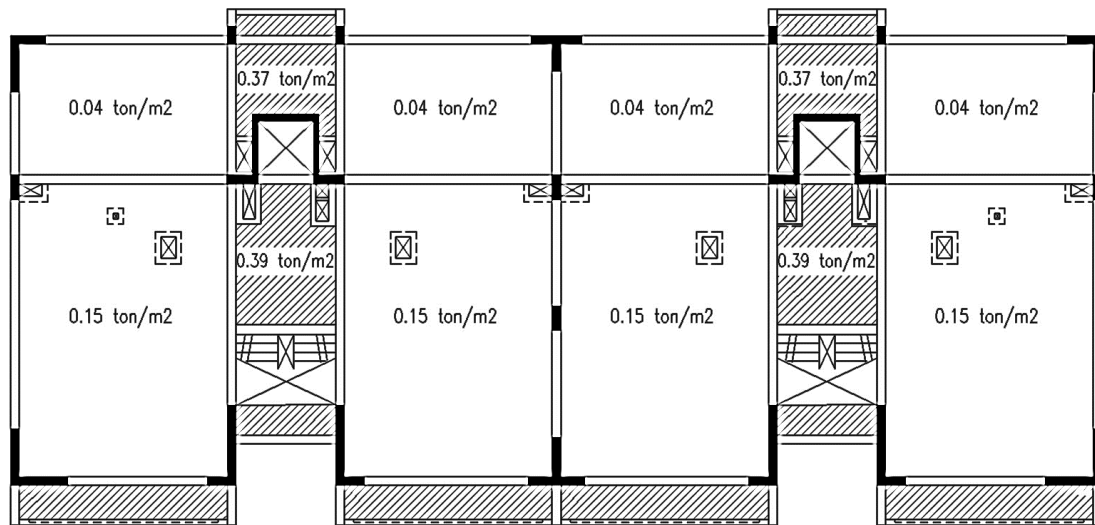


Figura 4.1 Distribución del peso por área de la tabiquería en cada paño para un piso típico.

Tabla 4.1 Valores de la carga muerta y viva en el piso típico y la azotea.

		Piso típico	Azotea
Carga muerta	Losa aligerada 25 cm (ton/m ²)	0.35	0.35
	Tabiquería (ton/m ²)	variable en cada paño (ver Figura 4.1)	-
	Piso terminado (ton/m ²)	0.1	0.1
Carga viva	S/C (ton/m ²)	0.2	0.1

4.2.2 Modelo numérico del edificio

Para la realización del modelo geométrico, se trató de respetar lo más posible la estructuración del edificio, tal como se muestra en la **Figura 4.2**, el modelo corresponde al entorno del programa ETABS, para cuya realización se tomaron las siguientes consideraciones:

- Los aligerados se modelaron como elementos tipo membrana, de esta manera, el programa transfiere las cargas distribuidas de las losas a través del método áreas tributarias.
- Para el caso de las vigas se consideró la rigidez torsional como nula, de esta manera no se presentará un momento negativo en el punto de conexión con las otras vigas.
- Se consideró un diafragma rígido para cada nivel generando 3 grados de libertad por piso, siendo la losa responsable de que se mueva como uno solo.
- La base de las columnas y las placas en el primer piso se consideraron empotrada, pues se tiene un suelo granular tipo S1 de buena capacidad portante.
- Se utilizaron las cargas anteriores del peso sísmico para definir la masa de la estructura, usando la masa proveniente de las cargas muertas y el 25% de la carga viva.
- La cantidad de modos de vibración que se definieron para el edificio fueron 3 por cada nivel (2 traslaciones y una rotación), siendo en total 18 modos.
- Para cada dirección de análisis, se introdujo un espectro de aceleraciones con el objetivo de calcular los modos de vibración, así como las respuestas de desplazamiento y derivas.
- Para las vigas que se apoyaban en extremos que no permitían una adecuada longitud de anclaje del fierro, se asignaron rotulas en los extremos de estos.

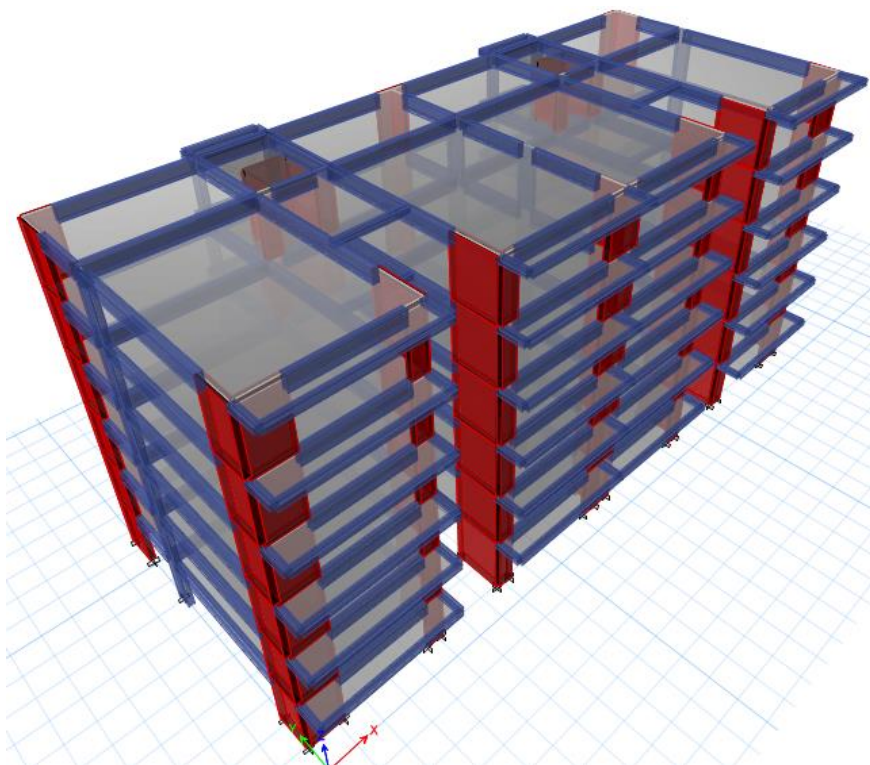


Figura 4.2 Elevación isométrica del modelo estructural.

4.3 Análisis de irregularidades

La Norma NTE E.030-2016 establece siete criterios que permite verificar si la estructura presenta irregularidades. El edificio es irregular si es que se sobrepasa los valores permisibles de cada criterio, si se determina que no cumple en más de uno de estos, se asignará a la estructura el menor factor de reducción.

Tabla 4.2 Verificación de irregularidades.

Configuración	Tipo de irregularidad	Observación
Altura	Irregularidad de rigidez - piso blando	No presenta
	Irregularidad de masa	No presenta
	Irregularidad geométrica vertical	No presenta
	Discontinuidad en los sistemas resistentes	No presenta
Planta	Irregularidad torsional	Por comprobar en el análisis dinámico
	Esquinas entrantes	No presenta
	Discontinuidad en el diafragma	No presenta

Como se observa en la **Tabla 4.2** la estructura no presenta irregularidades tanto en altura como en planta, por lo tanto, no se aplicará ningún factor de reducción que altere al coeficiente R, quedando pendiente solo verificar la irregularidad por torsión.

4.4 Análisis dinámico

Con el análisis modal es posible obtener los modos de la edificación, utilizando la distribución de las rigideces y masas del edificio, donde cada modo está relacionado a una forma y un periodo de vibración.

A continuación, se presentan los resultados del análisis modal (ver **Tabla 4.3**), en el que se muestran los porcentajes de masa participativa y los periodos de los ocho modos de vibración más importantes del modelo.

Tabla 4.3 Modos principales de la estructura.

Modo	Periodo (s)	Masa participativa en X	Masa participativa en Y	Masa participativa en Z
1	0.49	72.99%	0%	0%
2	0.42	0%	71.13%	0%
3	0.39	0%	0.22%	72.39%
4	0.13	16.37%	0%	0%
5	0.10	0%	17.39%	0%
6	0.10	0.06%	0.01%	0%
7	0.06	5.65%	0%	0%
8	0.04	0%	6.50%	0%
		95.09%	95.25%	72.45%

La tabla muestra que el periodo fundamental para la dirección X es 0.49 segundos y para la dirección Y es 0.42 segundos. Con respecto a las masas participativas, se escogieron los 8 primeros modos para el análisis, pues estos suman más del 90% de la masa participante. A partir de estos resultados se puede comentar lo siguiente:

- La estructura tiene tres modos principales debido a que tiene periodos y masas participativas más grandes que el resto de los modos. La mayoría de las estructuras de tres grados de libertad presentan este patrón.

- El primer y segundo modo son de traslación, mientras que el tercero es de rotación. Con respecto al primer modo se tiene el periodo más largo por tener menor rigidez en esa dirección. Para el segundo modo, existen una mayor longitud de muros dispuestos en esa dirección, por lo que se tiene una mayor rigidez que hace disminuir el periodo.
- El porcentaje de masa que participa en la dirección X-X solamente tiende a participar en esa dirección, esto se comprueba con los valores en los modos donde predominan los otros porcentajes de masa participativa. Por ello, se tiene una traslación casi perfecta, debido a la distribución simétrica de elementos rígidos a cargas laterales.
- La rotación en los modos principales es casi nula, teniendo movimientos casi perfectos de traslación, siendo esto justamente el objetivo del análisis de los modos de vibración que es mantener las torsiones al mínimo.

Los modos de vibración en el edificio son una manera de ver cómo se comportará la estructura ante un sismo cuyo sentido se da al aplicar los espectros. Es por ese motivo que se comprobará de manera más certera si el movimiento del edificio es el adecuado siguiendo los lineamientos por la Norma.

4.5 Análisis por superposición espectral

Tal como la NTE E.030 indica, se realizará un análisis por superposición espectral, en el que un espectro elástico de pseudoaceleraciones representa las solicitaciones sísmicas. Por otro lado, los parámetros necesarios para su construcción dependen de las características de la propia estructura y del sitio donde será construido.

Los resultados obtenidos de este análisis serán los máximos que se esperan ya sea para fuerzas internas en los elementos estructurales, como para valores globales del edificio, como son las fuerzas y los desplazamientos. Estos valores se obtendrán mediante combinaciones, en este caso, el que se utilizará será la combinación cuadrática completa (CQC).

4.5.1 Espectro de diseño

La definición del espectro elástico de pseudoaceleraciones (Sa) sigue los lineamientos de la NTE E.030-2016, en el cual se establecen parámetros sísmicos, los cuales corresponde a características tanto de la zona como de la estructura y se presentan a continuación:

$$Sa = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} g \quad (4.1)$$

Reemplazando los factores, definidos anteriormente para el predimensionamiento de los muros, se obtienen los valores tabulados que tomará la función (ver **Tabla 4.4**), de tal manera que se obtenga el espectro de diseño para ambas direcciones (ver **Figura 4.3**).

Tabla 4.4 Valores de periodo vs aceleración en los ejes X e Y.

T	Sx-Sy (m/s ²)
0.00	1.84
0.40	1.84
0.90	0.82
1.30	0.57
1.70	0.43
2.20	0.33
2.65	0.26
3.10	0.19
3.35	0.16

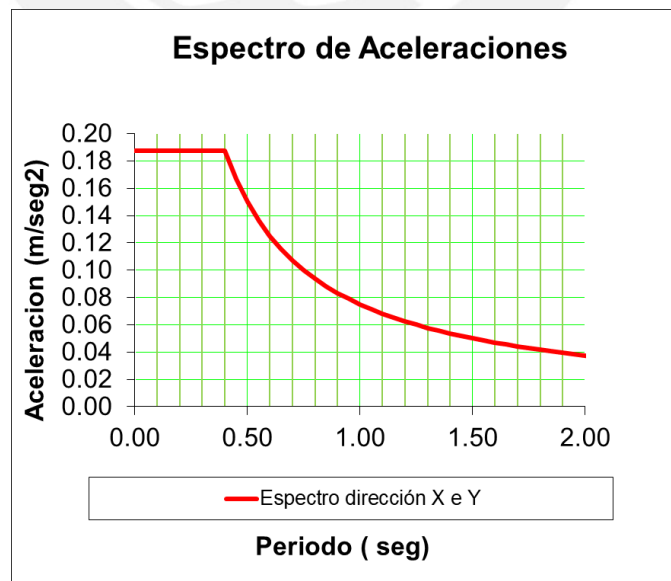


Figura 4.3 Espectro de respuestas.

En la **Tabla 4.4** se presentan valores que serán ingresados al programa como una función de espectro de respuesta, con el cual se definirá cuatro casos de carga divididos en dos grupos:

- Los dos primeros representarán cada uno de los casos de carga espectral elástico en el eje X-X e Y-Y. Los casos de carga servirán para obtener las fuerzas internas y reacciones, que luego serán escaladas con la cortante basal estática.
- Debido a que la estructura incursionará en el rango inelástico, no tendría sentido tomar en cuenta los desplazamientos del caso de carga espectral elástico. Una forma de definir este tipo de respuesta es multiplicando los desplazamientos elásticos por 0.75R, ya que se trata de una estructura regular. En tal sentido, la definición para estos dos casos de carga será similar a los anteriores, excepto que serán multiplicados por el factor, con lo cual se obtendrá los verdaderos desplazamientos.

4.5.2 Masa de la estructura

A continuación, se presentan en la **Tabla 4.5** las masas obtenidas del programa correspondientes a cada nivel del edificio:

Tabla 4.5 Masas de cada piso obtenidos del programa.

PISO	Masa	Peso (ton)	Área (m ²)	w (ton/m ²)
1	45.06	442.01	429.79	1.03
2	45.06	442.01	429.79	1.03
3	45.06	442.01	429.79	1.03
4	45.06	442.01	429.79	1.03
5	45.06	442.01	429.79	1.03
6	29.55	289.91	429.79	0.67
Total		2499.94		

De los valores en la **Tabla 4.5** cabe destacar que en la columna para el peso por área (**w**) es aproximadamente igual al valor que se utilizó para el predimensionamiento de las columnas y placas (1 ton/m²). Por otra parte, con respecto al peso distribuido en la

azotea, se obtuvo un menor valor con respecto a los otros pisos inferiores, esto debido a que para la distribución de sobrecarga que se escogió fue de 0.1 ton/m² y al no existir tabiques distribuidos en los paños.

De la tabla también se concluye que el edificio tiene aproximadamente un peso en total de 2500 ton. Este peso servirá para calcular la cortante basal y poder escalar los resultados del análisis sísmico dinámico.

Finalmente, para el siguiente aspecto del capítulo, se considerará a la masa sísmica como el total de las cargas permanentes junto a una fracción de las cargas temporales. Para este caso de estudio, como se mencionó en las consideraciones previas para obtener el modelo estructural, según la NTE E.030 al tratarse de un edificio de viviendas (tipo “C”), le corresponde la totalidad de la carga muerta más el 25% de la carga viva.

4.5.3 Control de derivas

Durante un sismo severo, la estructura sufre daños que son ocasionados por los desplazamientos que incursionan la etapa inelástica. Usando los casos de carga multiplicados por el factor 0.75R, se obtienen los verdaderos desplazamientos en la etapa inelástica, y a partir de ellos, se calculan las derivas. La **Tabla 4.6** muestra los valores de las derivas máximas para cada piso correspondiente.

Tabla 4.6 Desplazamientos y derivas del análisis dinámico.

Piso	Desplazamientos en rango elástico (mm)		Derivas máximas	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
6	13.5	12.4	0.0039	0.0038
5	11.2	10.1	0.0044	0.0041
4	8.6	7.6	0.0047	0.0042
3	5.9	5.1	0.0045	0.0040
2	3.2	2.7	0.0038	0.0031
1	1.0	0.8	0.0018	0.0014

La NTE E.030 acepta derivas inferiores al 7 ‰, para este caso las derivas máximas que se obtuvieron fueron 4.7 ‰ y 4.2 ‰ para la dirección X e Y, respectivamente, por lo que se cumple la exigencia mencionada. Por otro lado, los valores nos demuestran que las derivas en ambas direcciones son aproximadamente iguales a pesar de que se cuenta

con una longitud mayor de muros en la dirección Y-Y, esto es ocasionado posiblemente por la disposición simétrica de las placas en ambas direcciones.

4.5.4 Cortante basal estática y factores de escala

Para el cálculo de las fuerzas estáticas en la base, se utilizarán los periodos del primer y segundo modo de vibración y usando la expresión 3.3, se obtienen los siguientes resultados:

Eje X-X. $T=0.49$ s

$$V_{est} = \frac{(0.45) (1) (2.06)(1)}{6} P = 0.15 P = 385 \text{ ton}$$

Eje Y-Y. $T=0.42$ s

$$V_{est} = \frac{(0.45) (1) (2.40)(1)}{6} P = 0.18 P = 449 \text{ ton}$$

En el análisis dinámico, generalmente los valores de las fuerzas de corte en la base son menores a los que se obtienen por métodos estáticos. En ese sentido, amplificar los valores de fuerza dinámica es solo para el diseño de las secciones, mas no para el control de desplazamientos. Para este caso de estudio se amplificará hasta alcanzar el 80% de cortante basal estático, pues se trata de una estructura regular.

Tabla 4.7 Valores de amplificación sísmica.

	X-X	Y-Y
Análisis Estático	385	449
Análisis Dinámico	293	332
Factor de amplificación	1.06	1.10

4.5.5 Verificación de irregularidad por torsión

La verificación se hará analizando los desplazamientos máximos y promedios tal como se muestra en la **Tabla 4.8**. Como la Norma indica, se debe trabajar con los desplazamientos máximos y promedios para cada piso y que la razón no sobrepase 1.2, para algún piso o dirección, sino se calificará el movimiento como torsional.

Se verificó que el ratio calculado no se acercara al límite de 1.2, asegurando así con respaldo de la Norma y el modelo que el edificio no tendrá problemas de torsión.

Tabla 4.8 Ratios para la verificación de torsión.

Piso	Análisis en X-X			Análisis en Y-Y		
	Δ max (mm)	Δ cm (mm)	Ratio	Δ max (mm)	Δ cm (mm)	Ratio
6	10.4	9.7	1.07	1.0	1.0	1.04
5	11.7	11.1	1.05	1.1	1.0	1.04
4	12.4	12.0	1.04	1.1	1.1	1.04
3	12.0	11.6	1.03	1.0	1.0	1.03
2	9.9	9.7	1.03	0.8	0.8	1.03
1	4.6	4.5	1.03	0.4	0.4	1.03

4.5.6 Fuerza cortante en la base de los muros

Para comprobar que el sistema estructural (R) que se ha elegido es adecuado, se verificó el porcentaje de fuerza sísmica que absorben los muros en cada dirección de análisis. Para el caso de muros estructurales, la Norma específica que estos deben retener más del 70% de la cortante estática. A continuación, se observa el porcentaje de cortante que los muros retienen en la dirección X-X, tal como se observa en la **Tabla 4.9**.

Tabla 4.9 Cortante en la base de los muros en la dirección X-X.

Muro	Vx (ton)	%Vbasal
P1X	24	6%
P2X	17	4%
P3X	17	4%
P4X	52	13%
P5X	52	13%
P6X	16	4%
P7X	16	4%
P8X	16	4%
P9X	16	4%
P10X	34	9%
P11X	12	3%
P12X	11	3%
P13X	30	8%
P14X	11	3%
P15X	12	3%
P16X	34	9%
	369	96%

Tomando en cuenta que la cortante basal anteriormente calculada era de 385 ton, el porcentaje que los muros toman en la dirección X-X es del 96% de esa fuerza, mientras que las columnas y los muros en la dirección perpendicular toman el 4%. Por otra parte, las placas de mayor longitud son las que se llevan mayor porcentaje de la cortante, como es el caso de P4X y P5X.

Tabla 4.10 Cortante en la base de los muros en la dirección Y-Y.

Muro	Vy (ton)	%Vbasal
P1Y	20	4%
P2Y	12	3%
P3Y	30	7%
P4Y	29	6%
P5Y	31	7%
P6Y	35	8%
P7Y	37	8%
P8Y	18	4%
P9Y	36	8%
P10Y	37	8%
P11Y	20	4%
P12Y	44	10%
P13Y	44	10%
P14Y	28	6%
	381	93%

Teniendo en cuenta el porcentaje que se presenta en la **Tabla 4.10** y que en ambas direcciones se cumple lo mencionado en la Norma, se concluye que el edificio es un sistema de muros de concreto armado, siendo esto considerado en los requerimientos sísmicos para el diseño de vigas, columnas y placas.

4.5.7 Cálculo de junta de separación sísmica

La Norma establece una distancia mínima de separación entre las edificaciones existentes para disminuir la probabilidad de choque, para ello, se obtuvieron los desplazamientos máximos de la edificación: 6.08 cm para la dirección X-X y 5.58 cm para la dirección Y-Y.

En caso en el que el proyecto colinde con edificaciones en la dirección X-X, suponiendo que estos cuentan con una junta sísmica, el valor de S (distancia mínima de separación) se halla mediante la expresión $0.006h$. La altura total del proyecto (h) es medido desde el terreno (16.2 m), obteniéndose un valor de S igual a 9.7 cm, en tal sentido la junta sísmica tendrá un valor igual a $S/2$, que para este caso será de 5 cm.



5 Diseño en concreto armado

Este capítulo se centrará en el diseño de los elementos estructurales a través del diseño por resistencia. El objetivo es calcular las cantidades de refuerzo en las secciones transversales, para que de esta manera tengan una resistencia última de acuerdo a las solicitaciones calculadas.

El comportamiento dúctil que debe tener la estructura será importante al momento del diseño (estado último), de tal manera que se determine el comportamiento que tendrá ante una posible falla. Es decir, por ejemplo, limitar el área de acero que se va a colocar en la sección de una viga para evitar una falla frágil por compresión, o evitar que se alcance primero la capacidad por cortante antes que por flexión en el diseño por corte. La Norma de Diseño en Concreto Armado (NTE E.060) provee los lineamientos de cómo lograr este comportamiento, teniendo en cuenta que se debe alcanzar la resistencia requerida.

Los parámetros que se aplicarán al diseño de todos los elementos estructurales son los siguientes:

- La resistencia a compresión del concreto (f'_c) se definió como 210 kg/cm^2 , siendo su deformación última de 0.003.
- Para el acero se considera un esfuerzo de fluencia (f_y) de 4200 kg/cm^2 con una curva elastoplástica perfecta.
- En el caso de flexión y flexocompresión, se utilizará el bloque de compresiones como modelo simplificado de esfuerzos de concreto.

Para el diseño por flexión, flexocompresión o cortante, la resistencia nominal o de diseño deberá ser mayor o igual a la resistencia requerida (última). La resistencia nominal, que dependerá de los materiales y la geometría del elemento, es multiplicada por un factor de reducción que especifica la Norma. Por otra parte, la resistencia última es la que proviene del análisis estructural y representa la mayor de las combinaciones.

5.1 Diseño de losas

Para este proyecto se eligió losas aligeradas armadas en una dirección de 25 cm de espesor. El diseño que se realizará será analizando una franja típica de losa (ver **Figura 5.1**), siendo la sección típica de la vigueta igual en todos los paños menos en el hall que conecta el ascensor con las escaleras.

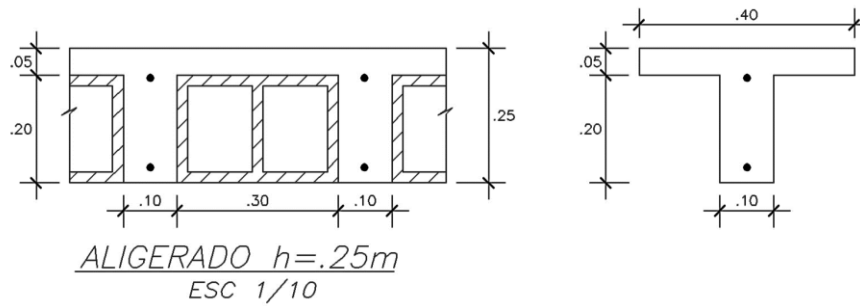


Figura 5.1 Sección típica de las viguetas de un aligerado de 25 cm.

Para definir la sección transversal que tendrá la vigueta (forma de T), se tomará un ancho de ala de 40 cm y de alma de 10 cm. Blanco (1997) menciona que para el cálculo del acero será necesario identificar el ancho de sección rectangular que es requerida. De esta forma, para el caso del acero negativo, el espesor que tendrá la sección rectangular será la del alma (10 cm), mientras que para el acero positivo se considerará el ancho del ala (40 cm).

El diseño por flexión trata de lograr el equilibrio en la sección entre los momentos y fuerzas en el estado último. Una vez que el equilibrio se cumple, se debe corroborar que el momento nominal M_n de la sección (momento de la sección en el estado de resistencia reducido por el factor ϕ) sea mayor o igual al momento que se produce por las solicitaciones en estado último (M_u).

$$M_u \leq \phi M_n \quad (5.1)$$

La anterior expresión se puede transformar en una igualdad, tomando el valor mínimo de la resistencia de diseño y $\phi = 0.9$, se tiene:

$$M_u = 0.9 M_n \quad (5.2)$$

La expresión 5.2 junto con la hipótesis del bloque de compresiones facilita el cálculo del área del acero requerido para lograr la resistencia adecuada. Teniendo en cuenta esto, se generan las siguientes ecuaciones de equilibrio, de momentos y fuerzas, respectivamente:

$$0.85f'c(b)(a) \left(d - \frac{a}{2} \right) = Mn \quad (5.3)$$

$$0.85f'c(b)(a) = fy (As) \quad (5.4)$$

Donde:

b : ancho de la sección

d : peralte efectivo

As : área de acero

La variable a es la altura del bloque de compresiones idealizado y para saber su valor se despeja al resolver en simultaneo 5.3 y 5.4, luego calculando la raíz de la ecuación cuadrática resulta:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|Mu|}{(0.9)(0.85)f'c(b)}} \quad (5.5)$$

Una vez conocido el valor de a , se puede calcular el área de acero requerido por las solicitaciones usando la siguiente expresión:

$$As = \frac{|Mu|}{(0.9)fy \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad (5.6)$$

5.1.1 Diseño por flexión de vigueta

En este subcapítulo se diseñará el aligerado en una dirección comprendido entre los ejes 3 y 5 (ver **Figura 5.2**). Para ello, se toma una franja de igual ancho que el ala de la vigueta y se realiza el análisis de cargas de gravedad para ese tramo. Se usó el programa SAP2000 para resolver los casos de cargas necesarias para obtener el diagrama de momentos y los máximos momentos positivos y negativos.

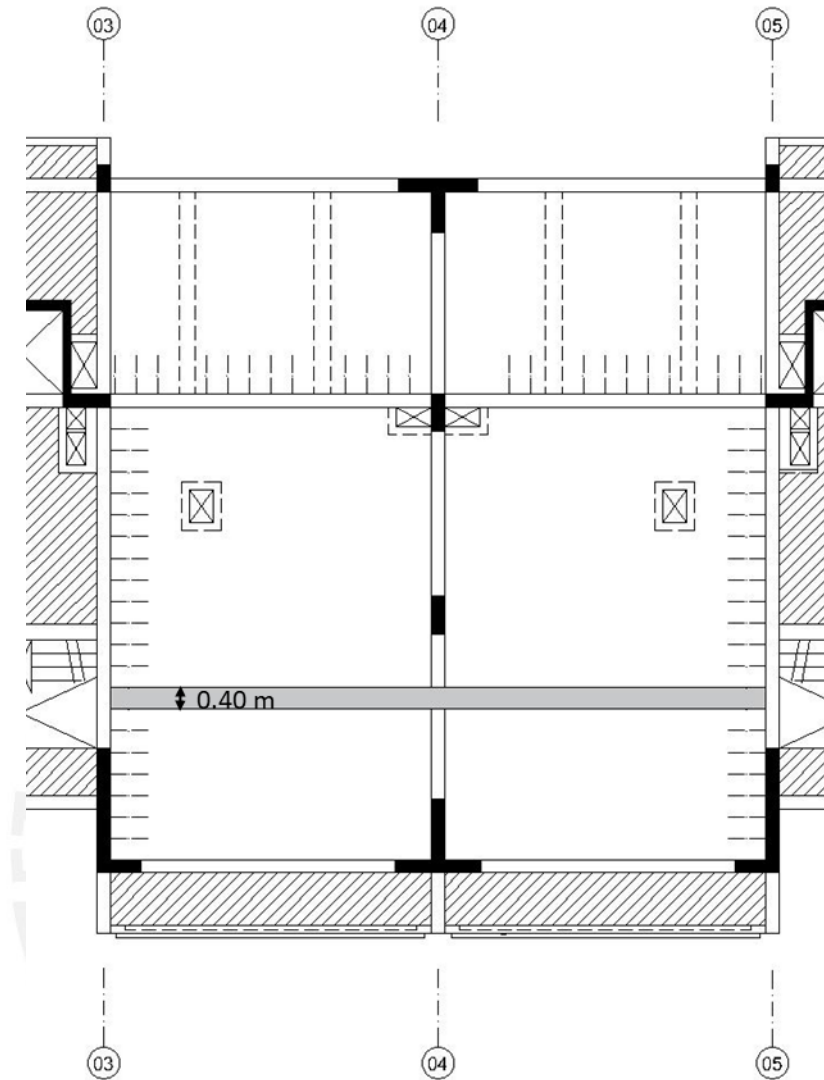


Figura 5.2 Vigüeta analizada en planta típica.

Como se observa, la vigüeta a diseñar consta de dos tramos continuos. Por otra parte, el metrado correspondiente para este caso se hizo en el subcapítulo 4.2.1, en el que la carga muerta y la carga viva repartida sobre el aligerado era 0.45 ton/m^2 y 0.2 ton/m^2 , respectivamente. Además, se consideran cargas puntuales de la tabiquería que actúan sobre la franja. Como se tiene el ancho tributario de 0.4 m , se calcula la carga por metro lineal para los tramos de la vigüeta, donde Wd y Wl es la carga distribuida muerta y viva por metro lineal, respectivamente.

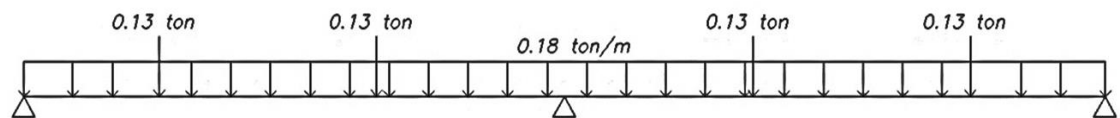
$$Wd = 0.18 \text{ ton/m}$$

$$Wl = 0.08 \text{ ton/m}$$

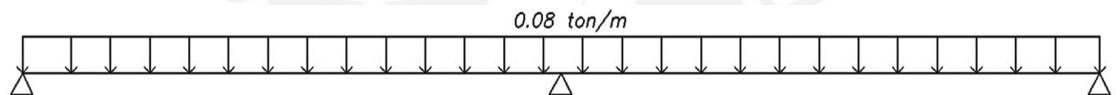
A continuación, las cargas de gravedad calculadas serán combinadas para obtener la resistencia que se requiere para el diseño a la rotura, tal como se especifica en la NTE E.060 para cargas verticales, usando la siguiente combinación de cargas:

$$Mu = 1.4 Wd + 1.7 Wl \quad (5.7)$$

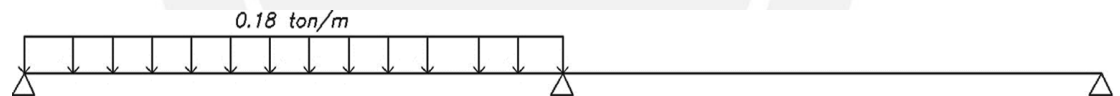
Los valores obtenidos servirán para realizar el modelo numérico en el SAP2000. Por otra parte, para obtener los valores de diseño para momentos y cortantes máximos positivos y negativos, será necesario incluir en el diseño la alternancia de carga viva, de esta forma en la **Figura 5.3** se muestran las siguientes combinaciones para los tramos del aligerado:



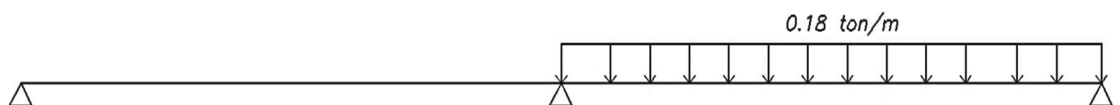
a) Distribución de carga muerta en todos los tramos (Wd).



b) Distribución de carga viva en todos los tramos (Wl).



c) Alternancia de carga viva 1 (Wl_1).



d) Alternancia de carga viva 2 (Wl_2).

Figura 5.3 Modelo geométrico de vigueta con la carga muerta y viva repartida.

En el SAP2000 se obtuvieron las envolventes tanto para momentos y cortantes (ver **Figura 5.4**), estas provienen de la combinación de los casos en estado último, es decir, la combinación de U1, U2 y U3. El primer caso corresponde al caso sin alternar, mientras que, los dos últimos alternan la carga viva.

$$U1 = 1.4Wd + 1.7 Wl$$

$$U2 = 1.4Wd + 1.7 Wl_1$$

$$U3 = 1.4Wd + 1.7 Wl_2$$

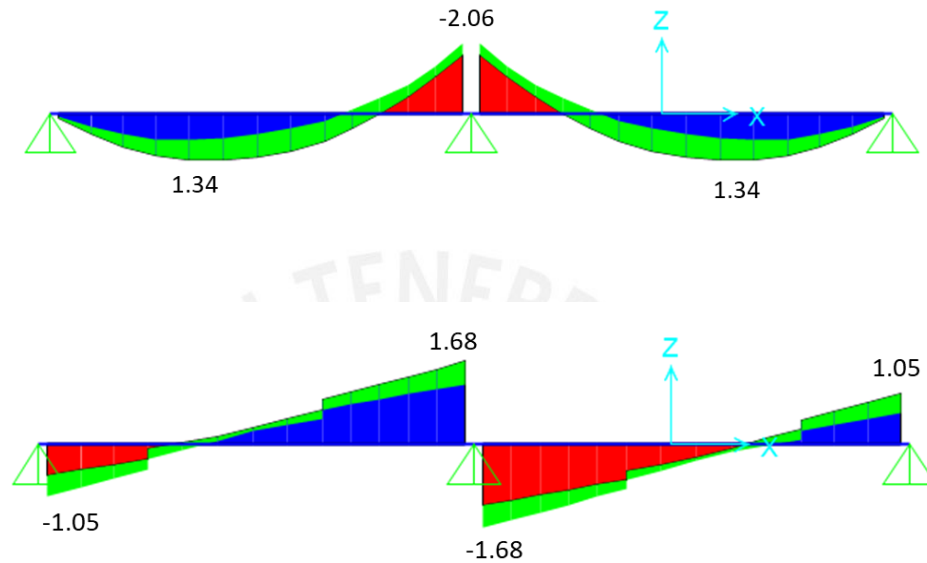


Figura 5.4 Envolvente de momentos flectores (ton-m) y fuerzas cortantes (ton), respectivamente.

Aunque se utilizó la alternancia de cargas para obtener los momentos últimos de diseño, también se obtuvo los momentos para las cargas sin alternancia y así tener un punto de comparación entre estos valores. A continuación, se muestran en la **Figura 5.5** y la **Tabla 5.1** la distribución de las secciones y los momentos obtenidos, respectivamente.

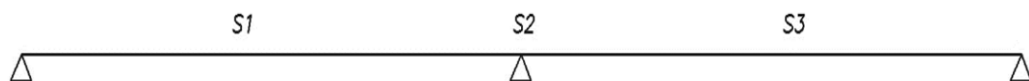


Figura 5.5 Secciones principales en los tramos de la viga.

Tabla 5.1 Momentos máximos en la vigueta sin y con alternancia de cargas.

	Sección	S1	S2	S3
Sin alternancia	M- (ton-m)		2.06	
	M+ (ton-m)	1.22		1.22
Con alternancia	M- (ton-m)		2.06	
	M+ (ton-m)	1.34		1.34

De la **Tabla 5.1** se concluye que los momentos obtenidos con la alternancia son mayores a los que son distribuidos de manera uniforme. Como se observa, la variación que se presenta se da a nivel de los momentos flectores positivos, con un aumento aproximado del 9%. Por tal motivo, los momentos máximos con alternancia serán usados para el cálculo del acero en la vigueta, ya que representan el caso más crítico de diseño.

Para el diseño se considerará el acero mínimo que debe tener la sección como se dispone la NTE E.060 para evitar las fallas frágiles por agrietamiento. En tal sentido, la Norma propone límites inferiores para el acero positivo y negativo, para el caso de una vigueta de 25 cm como el mostrado en la **Figura 5.1**. se tendrá:

$$As^+_{min} = 0.53 \text{ cm}^2$$

$$As^-_{min} = 1.15 \text{ cm}^2$$

La **Tabla 5.2** contiene los aceros requeridos por resistencia última de acuerdo a las secciones que se especificaron en la **Figura 5.5**. También se presentan los valores de resistencia nominal (ϕMn) que tienen las secciones y que deben ser mayor o iguales que las requeridas (Mu).

Tabla 5.2 Acero colocado en la vigueta.

Sección	Mu (cara)	As calculado (cm ²)	Barras colocadas	As colocado (cm ²)	ϕMn (ton-m)
S1	1.34	1.65	1 ϕ 1/2"+1 ϕ 1/2"	2.54	2.07
S2	-2.06	2.94	1 ϕ 1/2"+1 ϕ 5/8"	3.29	-2.30
S3	1.34	1.65	1 ϕ 1/2"+1 ϕ 1/2"	2.54	2.07

Se puede apreciar que el acero colocado excede al acero calculado en 52% para el caso de las secciones S1 y S3, resultando en una sobrerresistencia con respecto al momento último. A pesar de que en el armado de estas secciones se usaron barras de 1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 1/2", también se pudo usar bastones de ϕ 3/8" para estar más cerca de las

solicitaciones. Sin embargo, se prefirió mantener el armado, de tal manera que no exista mucha dispersión de diámetros para la vigueta.

En cuanto a la longitud y el corte de las barras de refuerzo, para el caso del primero se trata de ajustar de acuerdo a la forma del diagrama de momentos. Luego, la Norma recomienda no cortar el acero en los puntos teóricos, sino que más bien, se trata de dar una holgura a la longitud de los bastones de d o $12db$, de tal manera, que sea mayor a la longitud mínima de desarrollo ld . Finalmente, para uniformizar estos valores, se usaron medidas establecidas de corte que está en función de la luz libre del aligerado.

5.1.2 Control de deflexiones

La NTE E.060 establece que para elementos de concreto reforzados sujetos a flexión, deben ser diseñados para que tengan la suficiente rigidez para limitar las deflexiones. Es por ello que la Norma muestra una serie de valores de peraltes mínimos para los cuales no será necesario calcular deflexiones, dependiendo de las condiciones de apoyo.

Tabla 5.3 Peraltes mínimos en aligerados y vigas a menos que se calculen las deflexiones.

	CONDICIONES DE APOYO			
	SIMPLEMENTE APOYADO	CON UN EXTREMO CONTINUO	AMBOS EXTREMOS CONTINUOS	EN VOLADIZO
h mínimo	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Los valores mostrados se deben usar directamente en elementos de concreto normal (alrededor de 2300 kg/m^3) y refuerzo con f_y igual a 4200 kg/cm^2 , cumpliéndose estas dos condiciones para este caso.

La condición de apoyo para el aligerado en análisis corresponde a la de un extremo continuo, por lo tanto, para un peralte de 25 cm la luz máxima sería de 4.65 m. Teniendo en cuenta que la luz libre de ambos tramos es de 5.95 m, se sobrepasa el límite establecido en la Norma para la omisión del cálculo de las deflexiones.

Por lo tanto, la mejor alternativa que permitirá controlar las deflexiones es una vigueta de distribución o de amarre colocada en el centro del paño. De modo que sea perpendicular a la dirección del armado, repartiendo las cargas hacia varias viguetas y evitando un sobreesfuerzo concentrado. Por otro lado, la sección que tendrá esta vigueta será de 10 cm de ancho en el que se correrá una varilla de $\phi 3/8"$ tanto superior e inferior.

5.1.3 Verificación por corte

La resistencia al corte del concreto en viguetas se obtiene a través de la siguiente expresión:

$$V_c = 1.1(0.53\sqrt{f'_c} b_w d) \quad (5.8)$$

Donde:

- b_w = ancho del alma
- d = peralte efectivo

El valor de V_c , para ser comparado con la resistencia última, deberá ser reducido por el factor ϕ , siendo para el diseño por corte igual a 0.85. De la envolvente de fuerzas cortantes (ver **Figura 5.4**), se conoce las fuerzas de corte en estado último en todos los tramos medidos a la cara del elemento, sin embargo, para la verificación se necesitará tomar, desde la cara, a una distancia igual al peralte efectivo de la sección. El máximo valor obtenido es 1.61 ton y el concreto es capaz de soportar una fuerza cortante de 1.58 ton. Ya que este valor es menor a la fuerza cortante última, se requiere el uso de ensanches para que así la vigueta sea capaz de resistir el corte. Usando ensanches alternados ($b = 0.25 \text{ m}$) la capacidad de la vigueta del aligerado será:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 22 = 3.59 \text{ ton}$$

El nuevo valor obtenido nos indica que la resistencia de diseño al cortante se ha incrementado de 1.58 ton a 3.59 ton. Por otra parte, es necesario el cálculo las de las longitudes del ensanche (L1 y L2), tal como se muestra en la siguiente imagen:

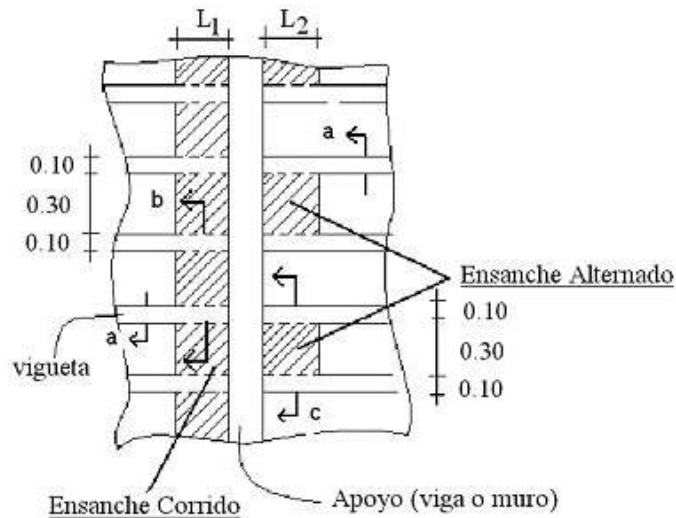


Figura 5.6 Vista en planta de los ensanches corridos y alternados.

La siguiente expresión permitirá obtener las longitudes del ensanche, donde $Veje$ es la cortante al eje del apoyo y ω_u es la carga distribuida en estado último:

$$Veje - \omega_u L2 = \phi Vc \quad (5.9)$$

$$1.74 - 0.39L1 = 1.58$$

$$L2 \approx 0.40 \text{ m}$$

5.1.4 Acero por temperatura

La NTE E.060 establecen una cuantía para la losa superior de 5 cm que vendría a ser el refuerzo que controlará la contracción por cambios de temperatura y fragua. El acero se distribuye de manera perpendicular al sentido del refuerzo principal y para el cálculo del espaciamiento se usa la expresión de acero mínimo en losas:

$$As_{min} = 0.0018bh \quad (5.10)$$

Donde:

b : ancho de diseño (1.00 m)

h : espesor de la losa

Reemplazando lo valores se obtuvo $0.90 \text{ cm}^2/\text{m}$, colocando varillas de 6 mm se obtiene un espaciamiento de:

$$S = \frac{0.28}{0.90} = 31\text{cm}$$

Sin embargo, el espaciamiento calculado se limita con los siguientes valores que indica la Norma:

- S_{max} no debe exceder de 5 veces el espesor de la losa (25 cm)
- S_{max} no debe exceder de 400 mm

Por lo tanto, la distribución de acero que se requerirá será $\phi 6\text{mm} @ 0.25\text{m}$

5.1.5 Diseño por flexión de losa maciza

Para el diseño de la losa maciza en dos direcciones la cuantificación de las cargas será de peso por área, además, se analizará de manera independiente del resto de la estructura. A pesar de que la NTE E.060 recomienda el uso de coeficientes, se prefirió modelar la losa usando el programa SAP2000, para un diseño a través del método de elementos finitos (MEF). En consecuencia, definir las condiciones de borde este tipo de análisis es importante, que para este caso será empotrado en los lados donde la losa tiene continuidad con el aligerado y simplemente apoyado para el resto de los bordes.

Antes de iniciar con el diseño se hace el cálculo del acero mínimo, usando la expresión 5.10 se obtiene un valor de $3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$. En caso de que el acero mínimo controle el diseño, éste será corrido en las dos direcciones y en dos capas dentro de la losa, asimismo, el acero adicional se completará con bastones cuando sea necesario. Para el cálculo del acero requerido por flexión se usará la expresión $Ku = Mu/bd^2$ junto con las tablas de cuantía de acero ρ .

Se toma como ejemplo de diseño la losa maciza comprendida entre el ascensor y las escaleras. Del metrado de cargas, se obtienen las cargas distribuidas por área, para el caso de la carga distribuida muerta (Wd) se incluye el peso propio de la losa (480 kg/m^2), el piso terminado (100 kg/m^2) y la tabiquería de (230 kg/m^2). Por otro lado, para la carga distribuida viva (Wl) solo se considera la sobrecarga igual a 200 kg/m^2 .

$$Wd = 0.81 \text{ ton/m}^2$$

$$Wl = 0.2 \text{ ton/m}^2$$

Diagrama de momento flector (DMF)

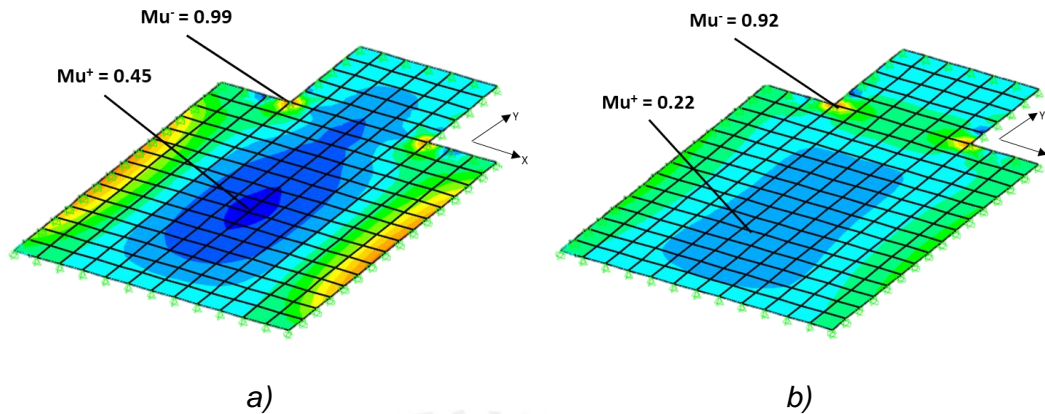


Figura 5.7 Modelo de losa maciza DMF a) eje X-X y b) eje Y-Y.

En la siguiente tabla se muestra los aceros requeridos para los momentos últimos máximos obtenidos en las direcciones correspondientes.

Tabla 5.4 Acero colocado en losa maciza.

	Mu (ton-m/m)	As calculado (cm ² /m)	Barras colocadas	As colocado (cm ² /m)	ϕ Mn (ton-m/m)
Mu_{x-x}	0.99	1.62	$\phi 3/8'' @ 0.25$	2.84	1.78
Mu_{y-y}	0.92	1.56	$\phi 3/8'' @ 0.25$	2.84	1.78

Como se observa en la **Tabla 5.4**, los aceros calculados por flexión son menores al acero mínimo corrido para una sola capa (1.8 cm²/m). En ese sentido, para tener un armado óptimo que corresponda a las solicitaciones y sin generar demasiada sobrerresistencia, se colocó un refuerzo cercano al valor del acero mínimo. En cuanto a los momentos restantes, el armado será cumpliendo de igual manera con este requerimiento mínimo del refuerzo, haciendo que el acero de las mallas tenga el mismo espaciamiento que los calculados para los momentos máximos.

5.1.6 Diseño por corte de losa maciza

Diagrama de fuerza cortantes (DFC)

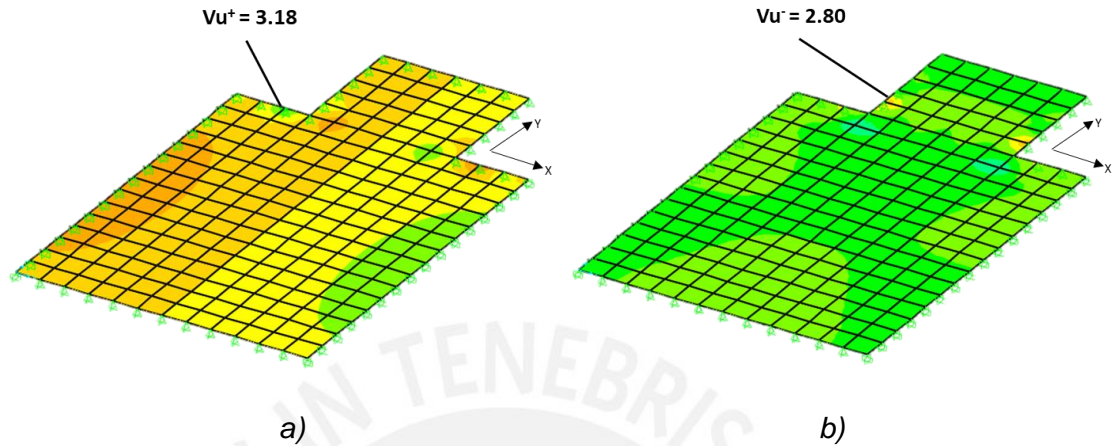


Figura 5.8 Modelo de losa maciza DFC eje a) X-X y b) eje Y-Y.

De la **Figura 5.8** se identificó que la cortante máxima a d de la cara del apoyo es de 3.18 ton/m en la dirección X-X. La resistencia nominal por corte será la siguiente:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 11.1 \text{ ton/m}$$

$$V_u < 11.1 \text{ ton/m}$$

Los resultados obtenidos nos indican que el concreto no tendrá problema de resistir la fuerza cortante demandada.

5.2 Diseño de vigas

El método de diseño es muy parecido al que se hace para los aligerados, sin embargo, las vigas poseen una mayor área tributaria y una mayor responsabilidad estructural, pues también toman las cortantes provenientes de los sismos. Para la parte de análisis por cargas, se identifica el área de influencia o área tributaria, pues es la zona de losa en donde está aplicado un peso y que significará en una carga importante para dicha viga.

En cuanto a las expresiones responsables del diseño en flexión, éstas serán las mismas que se utilizaron en el diseño de los aligerados. Sin embargo, para el diseño por corte, en contraste lo que ocurría con las viguetas, para las vigas será necesario diseñar el refuerzo transversal, lo cual corresponde al uso de estribos.

Dentro de las consideraciones para un buen diseño de las vigas la Norma menciona las principales:

- Se deben correr al menos dos barras como refuerzo corrido tanto arriba como abajo.
- El área de las barras corridas inferiores deberá de ser al menos la tercera parte del área del acero positivo en la sección crítica.
- Para el caso del punto de inflexión, el área de las barras en ese punto deberá de ser por lo menos la tercera parte del acero negativo en el apoyo.

Adicionalmente, al tener vigas con responsabilidad sísmica, es decir, que poseen fuerzas internas importantes que provienen de cargas laterales, se tienen exigencias especiales, pues influyen en el comportamiento sísmico del edificio por las posibles fallas que podrían generar. Por ello, la NTE E.060 establece una serie de requerimientos que se enuncian a continuación:

- El acero que se corre, tanto superior como inferior, deberá ser mayor al acero mínimo y proveer una resistencia a la flexión que sea mayor a la cuarta parte de la resistencia de cualquier sección.
- Los estribos diseñados además de dar una resistencia mayor a la cortante última, también deberán satisfacer los requerimientos del diseño por capacidad y confinamiento.
- No serán colocados empalme traslapados en zonas de confinamiento.

5.2.1 Diseño de la viga VT-06

Dentro del proceso de diseño de la viga, es necesario idealizar el modelo de la viga que se quiere diseñar, de tal forma que se simplifique el problema hiperestático. Como se dijo al inicio de este capítulo, al tratarse de áreas tributarias, se realizará un metrado teniendo en consideración este aspecto. Tal como menciona San Bartolomé (1998) las viguetas tributarias a la viga de estudio se modelarán como biarticuladas en cada uno de sus tramos, tributando de esta forma en cualquier tramo de la losa la misma carga a cada una de las dos vigas en la que se apoya.

Para la simplificación del modelo de la viga, implica también simplificar las condiciones de borde. La mayor parte de las vigas del edificio no están aisladas, sino forman parte

de un pórtico en el que las columnas aportan rigidez al giro. Por otro lado, no se tomarán en cuenta los efectos que tienen el resto de entrepisos, es decir, las cargas verticales en los otros pisos no afectarán al modelo. Es por ello que cada viga se modelará como un pórtico de dos pisos, teniendo columnas empotradas en sus extremos.

A continuación, se muestra en la **Figura 5.9** el esquema en planta, ubicando los tramos de la viga VT-06, que se prolongan a lo largo del eje 4, con las áreas tributarias respectivas para cada tramo.

La **Figura 5.10** representa el modelo del pórtico en elevación y muestra las secciones principales a lo largo de cada tramo de la viga. Es importante resaltar que las luces son a los ejes y las conexiones viga-muro en los extremos se representan como empotradas.

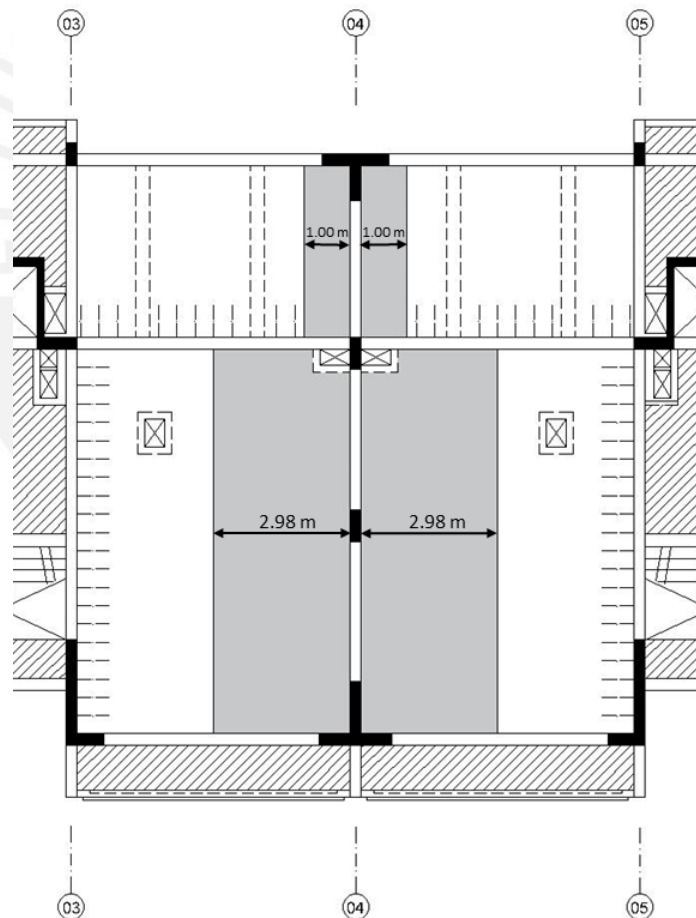


Figura 5.9 Ubicación de los tramos de la viga VT-06.

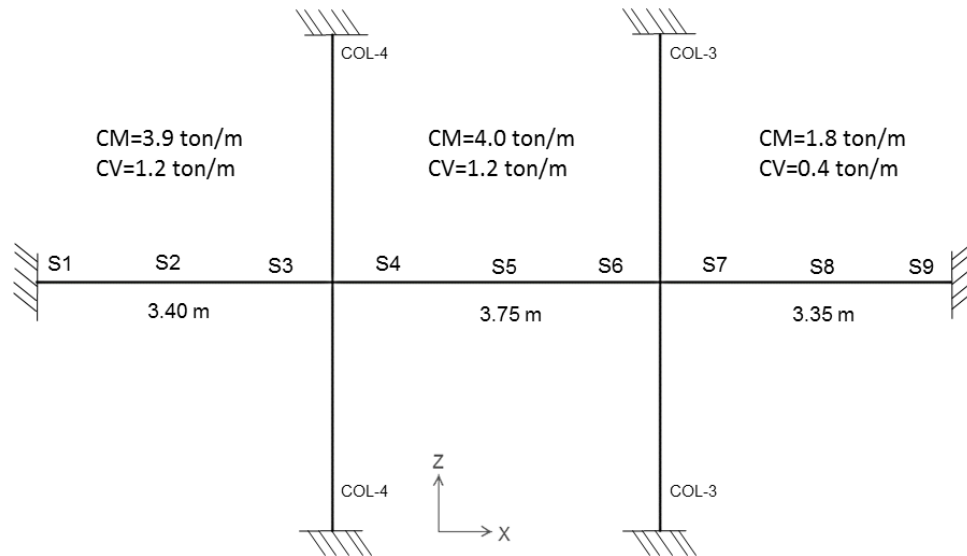


Figura 5.10 Modelo de la viga VT-06.

Antes de iniciar con el diseño, es necesario realizar el metrado de las cargas correspondientes que actúan sobre cada área, esto incluye a los tabiques que inciden sobre cada franja. De esta forma, para el primer tramo se obtienen los siguientes valores asociados a la carga muerta (Wd): peso propio de la viga (w_{pp}) de 0.36 ton/m, peso de la losa (w_{losa}) de 2.68 ton/m y peso de la tabiquería (w_{tab}) con 0.84 ton/m.

$$Wd = 3.9 \text{ ton/m}$$

$$Wl = 1.2 \text{ ton/m}$$

Una vez calculadas las cargas para el resto de los tramos, estas se distribuyen y se realiza el análisis por cargas de gravedad para obtener los momentos del DMF, mientras que del ETABS se obtienen los momentos sísmicos. En la **Tabla 5.5** se muestran los momentos máximos para cada caso de carga en las secciones críticas tomados a la cara de los apoyos o columnas.

Tabla 5.5 Momentos en las secciones críticas en el tramo de la viga VT-06.

Sección		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9
Muerta (D)	M-	-3.5		-2.2	-2.6		-2.1	-1.4		-1.4
	M+		1.6			2.0			0.6	
Viva (L)	M-	-1.1		-0.7	-0.8		-0.7	-0.4		-0.3
	M+		0.5			0.6			0.1	
Sismo (S)	Ms	±15.7		±11.6	±10.1		±10.1	±10.9		±15.2

Como se puede apreciar en la tabla, existe momentos grandes en las secciones cercanas a la cara de las placas, esto debido al desarrollo normal de anclaje del acero, por ende, se tendrá una responsabilidad sísmica importante.

A continuación, se procede con el cálculo de las cargas en estado último de resistencia requerida a través de las combinaciones (cinco sin considerar el signo), que se definen en la NTE E.060, que corresponde a las cargas muerta (D), viva (L) y de sismo (S).

$$U = 1.4D + 1.7L \quad (5.11)$$

$$U = 0.9D \pm S \quad (5.12)$$

$$U = 1.25(D + L) \pm S \quad (5.13)$$

En la **Figura 5.11** se muestra la envolvente de momentos flectores de las tres combinaciones en estado último, en el cual, se corrobora que los valores de momentos son mayores en la unión con las placas. Además, se resalta el hecho de que en la viga el momento sísmico es más importante debido a la forma del gráfico, ya que se tiene también momentos positivos pegados en la cara de los apoyos.

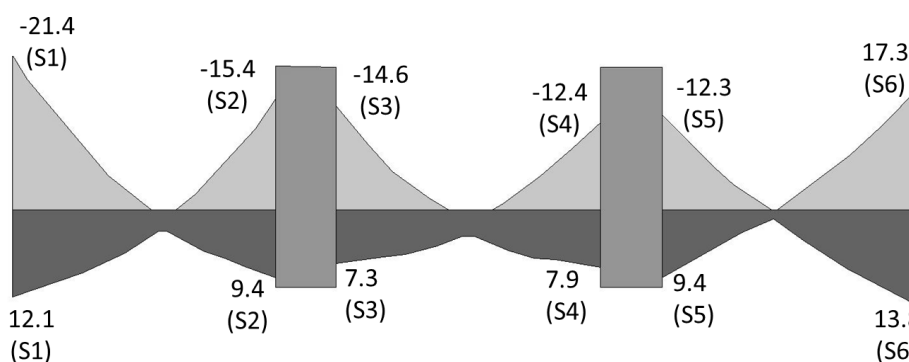


Figura 5.11 Envolvente de momentos flectores en los tramos de las vigas VT-06.

Luego con estos valores de diseño a la cara de los apoyos se realizará la obtención del acero por flexión tal como se muestra en la **Tabla 5.6**.

Tabla 5.6 *Calculo de acero requerido y colocado en el tramo de la viga VT-06.*

Sección	Mu (ton-m)	As calculado (cm ²)	Barras colocadas	As colocado (cm ²)	ϕM_n (ton-m)
S1	-21.4	12.3	2 ϕ 3/4" + 3 ϕ 3/4"	14.2	-24.8
	12.1	6.3	2 ϕ 3/4" + 1 ϕ 3/4"	8.5	16.4
S2	-15.4	8.1	2 ϕ 3/4" + 1 ϕ 3/4"	8.5	-16.2
	9.4	4.8	2 ϕ 3/4"	5.7	11.1
S3	-14.6	7.6	2 ϕ 3/4" + 1 ϕ 3/4"	8.5	-16.2
	7.3	3.7	2 ϕ 3/4"	5.7	11.2
S4	-12.4	6.4	2 ϕ 3/4" + 1 ϕ 3/4"	8.5	-16.4
	7.9	4.0	2 ϕ 3/4"	5.7	11.2
S5	-12.3	6.3	2 ϕ 3/4" + 1 ϕ 3/4"	8.5	-16.4
	9.7	5.0	2 ϕ 3/4"	5.7	11.1
S6	-17.3	8.9	2 ϕ 3/4" + 2 ϕ 3/4"	8.5	-20.4
	13.8	7.3	2 ϕ 3/4" + 1 ϕ 3/4"	8.5	16.7

De la tabla anterior se puede afirmar que existen momentos mayores de demanda para este eje central del edificio. Además, se puede deducir que las otras vigas también tendrán solicitaciones más o menos parecidas, especialmente las que pertenecen a los pórticos perimetrales y que son paralelas a la viga VT-06. Por otra parte, el acero colocado corresponde a la alta demanda que posee la viga en sus extremos, tal como se indica en la **Figura 5.11**, lo cual refuerza el hecho de que la viga está ante solicitaciones sísmicas importantes.

Como se observa en la **Tabla 5.6**, se decidió usar barras de 2 ϕ 3/4" como armado mínimo en todas las secciones de la viga. Esto se hizo, de tal forma, que estas barras sean el acero corrido tanto superior como inferior, cumpliendo así los requisitos enunciados al inicio de este capítulo, especialmente con el requerimiento respecto al acero mínimo cuyo valor era de 3.14 cm². Asimismo, se usó bastones del mismo diámetro para alcanzar la resistencia requerida, colocándolos en los extremos de la viga que llegan a las placas y en la unión con las columnas. De este modo, se logró uniformizar la armadura longitudinal de la viga usando barras de un solo diámetro.

En la **Figura 5.12** se muestra la viga VT-06 en elevación con la distribución de acero positivo y negativo, ahora se procederá a verificar los requerimientos sísmicos para el refuerzo longitudinal.

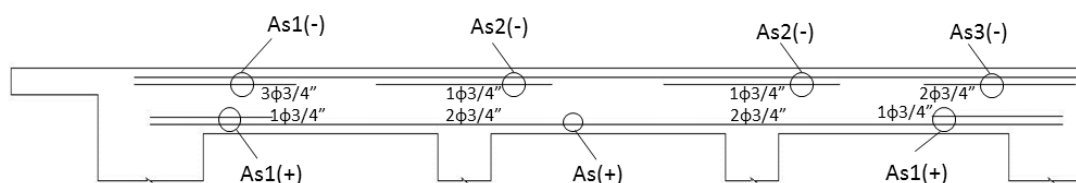


Figura 5.12 Distribución de acero corrido en la viga VT-06.

Se tiene:

- $As1(+) = 8.52 \text{ cm}^2$
- $As1(-) = 14.2 \text{ cm}^2$
- $As2(-) = 8.52 \text{ cm}^2$
- $As3(-) = 11.36 \text{ cm}^2$

Al principio del capítulo se había descrito las condiciones que se debía cumplir para que el diseño sísmico de la viga sea el correcto, siendo estos requerimientos los siguientes:

- En la cara del nudo, el $Mn+$ deberá ser como mínimo $1/3$ de la resistencia que brinda el acero negativo. En este caso se escogerá $As1(-)$ por ser el mayor acero negativo de todos.

Tabla 5.7 Valores para la verificación de la resistencia mínima del acero corrido.

	As1(+)	As1(-)
b (cm)	25	25
h(cm)	60	60
d(cm)	54	54
As (cm²)	8.52	14.2
ρ	0.66%	1.05%
Ku	23.01	34.78
ϕMn (ton-m)	15.6	23.5

De la tabla se observa que $As1(+)$ brinda el 66% de la resistencia de $As1(-)$, por lo que se cumple con el requerimiento que establece la Norma.

- El momento nominal negativo o positivo en cualquier sección de la viga no debe ser menor a un cuarto del momento nominal en la cara del nudo.

$$\frac{As(+)}{As1(-)} = \frac{5.68}{14.2} = 40\% (ok!)$$

5.2.2 Diseño y verificación por fuerza cortante de la viga VT-06

Teniendo en cuenta lo visto en el Subcapítulo 5.2.1, la viga trabaja con grandes solicitaciones sísmicas, por lo tanto, las exigencias por fuerza cortante serán mayores que por gravedad. En este punto se tratará de diseñar la viga bajo las solicitaciones sísmicas usando el diseño por capacidad, siguiendo los requisitos establecidos en la Norma.

En este subcapítulo, la ecuación que se utilizará proviene de la desigualdad del diseño por resistencia, donde se ha descompuesto la resistencia nominal al corte en la del concreto y el acero.

$$Vu \leq \phi Vn = \phi(Vc + Vs) \quad (5.14)$$

$$Vulim \leq \phi Vc + \phi Vs \quad (5.15)$$

La expresión 5.15 permite encontrar la resistencia requerida en el estribo (Vs), a partir de la cortante última límite ($Vulim$) y la resistencia de concreto (Vc). Por otro lado, es posible calcular el espaciamiento (S) a partir de la siguiente ecuación:

$$Vs = \frac{A_v f_y d}{S} \quad (5.16)$$

Se considerará para todas las vigas estribos de $\phi 3/8"$, siendo la variable A_v el área total de los dos ramales del estribo, que será en este caso 1.42 cm^2 .

Para el diseño del acero transversal, se debe tener en cuenta que la cortante de diseño ya no será la cortante última, sino la que proviene del diseño por capacidad. Es decir, como el acero longitudinal ya fue determinado, la viga será inducida a una falla por flexión sobre una por cortante. Para este primer ejercicio, se resolverá el caso del primer tramo de la viga, luego el proceso del diseño por capacidad será similar en caso de los otros tramos.

En la **Tabla 5.8** se presentan los valores de M_n (momentos nominales) del acero en las secciones críticas, a partir de estos se calcularán las fuerzas cortantes límites para obtener el refuerzo para los estribos.

Tabla 5.8 Cálculo de valores de fuerza cortante límites.

	PRIMER TRAMO		SEGUNDO TRAMO		TERCER TRAMO	
	V izq.	V der.	V izq.	V der.	V izq.	V der.
As(-) superior (cm ²)	14.2	8.5	8.5	8.5	8.5	11.4
As(+)inferior (cm ²)	8.5	5.7	5.7	5.7	5.7	8.5
Mn (ton-m) sup	24.8	16.1	16.1	16.1	16.1	20.9
Mn (ton-m) inf	16.1	11.0	11.0	11.0	11.0	16.1
Ln (Luz libre) (m)	3.05		3.05		3.00	
(Mni + Mnd)/ Ln (sup) (ton)	13.5	8.9	8.9	8.9	9.0	12.3
Vu isost.(ton) = 1.25 (Vcm + Vcv)	9.7	9.7	9.8	9.8	4.1	4.1
Vulim (ton) = Vu isost. + (Mni + Mnd)/ Ln	23.2	18.6	18.7	18.7	13.1	16.4

Antes de continuar con el diseño por capacidad, la Norma establece que también se considere las cortantes obtenidas de las combinaciones amplificadas por 2.5. Esto con el fin de no considerar una eventualidad extrema e improbable. La **Figura 5.13** muestra la envolvente de fuerzas cortante a d de la cara de las columnas con el sismo amplificado:

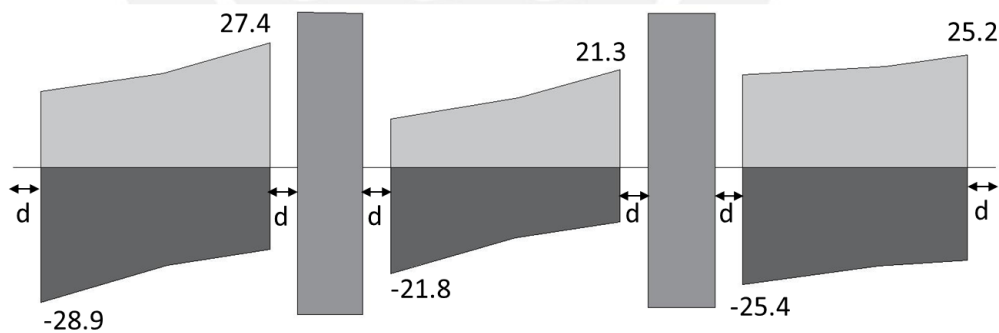


Figura 5.13 Envolvente de fuerzas cortante con sismo amplificado para la viga (ton).

Del gráfico se puede apreciar que los valores de cortante amplificadas en la viga resultan ser mayores a las que se obtienen por capacidad, en ese sentido se procede a continuar con el diseño.

El concreto tiene una resistencia al corte que puede estimarse con la ecuación 5.17. Para el diseño por capacidad, también se trata de obtener un ϕV_c mayor o igual al cortante límite (V_{ulim}).

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \quad (5.17)$$

En este caso el valor de ϕV_c obtenido fue de 8.8 ton y al ser menor que el valor máximo de V_{ulim} del primer tramo (a d de la cara del primer apoyo), se requiere el uso de estribos para el diseño. Por lo tanto, despejando V_s de 5.15 y usando la expresión 5.16 para hallar S se obtiene lo siguiente

$$V_s = 11.5 \text{ ton} = \frac{A_v f_y d}{S}$$

$$S = 27 \text{ cm}$$

El valor de espaciamiento obtenido si bien no es demasiado alto, podría ser usado sin problema para el armado de estribos, sin embargo, al tratarse de vigas con responsabilidad sísmica, se deberá cumplir con las consideraciones de la Norma para estos casos.

- Primer estribo a 5 cm de la cara.
- Zona de confinamiento $2h = 2(60) = 1.20 \text{ m}$
- Espaciamiento de estribos en zona de confinamiento $0.25d$, $10db$, $24db_e$ o 30 cm de los cuatro criterios el menor valor de espaciamientos es $0.25d = 13 \text{ cm}$, se elegirá un espaciamiento a 12.5 cm .
- Espaciamiento de estribos fuera de la zona de confinamiento $0.50d = 0.50(60) = 30 \text{ cm}$, se colocará los estribos a 25 cm .

5.2.3 Control de deflexiones

Se observa que para cada tramo de la viga se asocia al tipo de apoyo donde ambos extremos son continuos. Utilizando la **Tabla 5.3**, se especifica que para esta condición la viga deberá tener un peralte mínimo de $L_n/21$, obteniéndose para cada tramo lo siguiente:

$$h_{min} = \frac{3.05}{21} = 15 \text{ cm} \quad h_{min} = \frac{3.00}{21} = 14 \text{ cm}$$

El peralte de la viga es 60 cm por lo tanto se cumple con la exigencia de peralte mínimo, caso contrario se deberá calcular las deflexiones como se indica en la Norma.

5.2.4 Control de fisuración

Para el cálculo de la fisuración en los tramos de la viga de estudio, se deberá obtener el diagrama de momentos flectores en condiciones de servicio

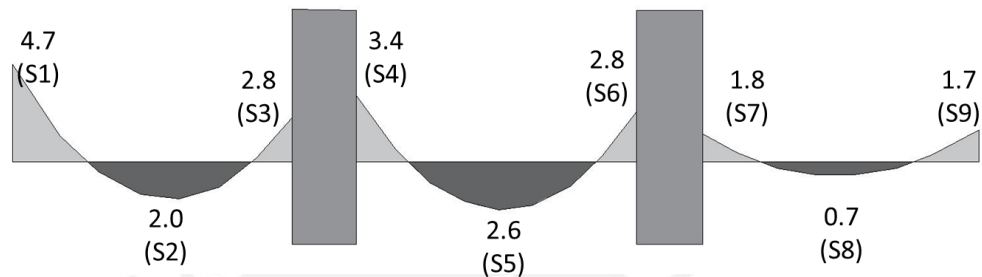


Figura 5.14 Diagrama de momentos flectores en condición de servicio de la viga VT-06 en ton-m.

Con los valores de momentos se debe verificar que estas cargas no producirán fisuras considerables en la viga. Entonces se calcula el parámetro Z para las secciones mostradas en la **Figura 5.14**, obteniéndose lo siguiente:

Tabla 5.9 Valores para el cálculo del parámetro Z.

	SECCIONES								
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9
As (cm ²)	14.2	5.68	8.52	8.52	5.68	8.52	8.52	5.68	11.36
Ms (ton-m)	4.7	2	2.8	3.4	2.6	2.8	1.8	0.7	1.7
X	8	6	6	6	6	6	6	6	8
N barras	5	2	3	3	2	3	3	2	4
fs (kg/cm ²)	707.2	724.5	676.2	821.1	941.9	676.2	434.7	253.6	319.8
Act (cm ²)	80	150	100	100	150	100	100	150	100
dc (cm)	6	6	6	6	6	6	6	6	6
Z (kg/cm)	5537	6995	5703	6926	9094	5703	3666	2448	2697
Z/26000	21.3%	26.9%	21.94%	26.64%	34.98%	21.94%	14.10%	9.42%	10.37%

La Norma establece un límite para el valor del parámetro Z que es de 26 000 kg/cm, además se observa que en la **Tabla 5.9** en todas las secciones se cumple con este requerimiento.

5.3 Diseño de columnas

Los elementos diseñados hasta el momento estaban sometidos a flexión pura, sin embargo, para las columnas el comportamiento es diferente, pues a su vez soportan cargas axiales en compresión. En consecuencia, una columna tendrá dos variables principales dentro de la sollicitación que originan la falla: momento flector y la carga axial.

El uso de un diagrama de interacción permite modelar este comportamiento complejo, donde se representa el estado último de la columna para cada par de momento y carga axial nominal.

Definir el diagrama de interacción para una columna es un proceso iterativo, que no solo requiere las dimensiones de la sección bruta, sino que también implica conocer la cantidad de acero y cómo será distribuido. Debido a esto, la variación de las cuantías permitirá ajustar el diagrama de interacción a las sollicitaciones que se representan en pares ordenados.

Entonces, se determina que para una cantidad definida de cuantía de acero existe un diagrama de interacción, a través de un parámetro y un intervalo de valores que podría tomar. En este caso, la cuantía para columnas difiere con respecto al de vigas:

$$\rho = \frac{A_{st}}{(b)(h)} \quad (5.18)$$

La expresión 5.18 confirma el comportamiento al cual la columna estará sometida, al tener varias capas, el concepto de acero a tracción y peralte efectivo pierde validez. Sin embargo, la cuantía sigue siendo una relación de áreas entre el acero y el concreto, pero esta vez considera el acero total colocado (A_{st}) y la sección bruta ($b \times h$). La Norma establece un rango de cuantía para las columnas y es la siguiente:

$$1\% < \rho < 6\%$$

La **Figura 5.15** muestra un diagrama de interacción para una cuantía mínima de 1% en la columna C-03, esto debido a que se puede suponer que no llegará al valor máximo y que estará más cerca este valor mínimo.

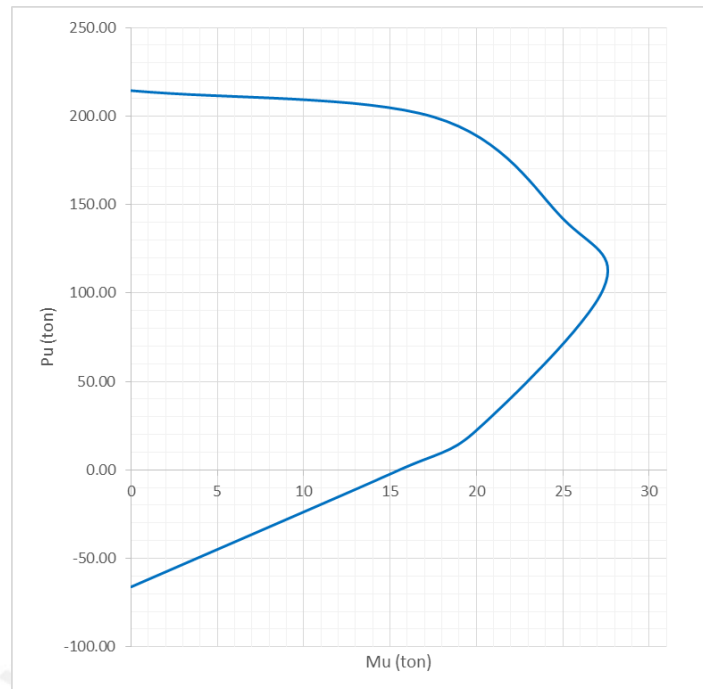


Figura 5.15 Diagrama de interacción de diseño de la columna C-03 (con $\rho=1\%$).

Por otra parte, la Norma toma en cuenta una excentricidad mínima de diseño, la cual está dada como un máximo valor de carga axial determinada como:

$$P_n = 0.8(0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}) \quad (5.19)$$

Tomando en cuenta que el valor del factor de reducción para flexocompresión es 0.7, la expresión queda definida como:

$$\phi P_n = 0.56(0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}) \quad (5.20)$$

A medida que la columna se acerca al estado de falla por flexión pura, se puede decir que su comportamiento es parecido a la de una viga. En la **Figura 5.15** se aprecia una caída en el momento resistente conforme se acerca a valores de carga axial nula. Es importante resaltar, que existe una zona de discontinuidad en la curvatura del gráfico, debido al cambio gradual del factor de reducción hasta llegar a 0.9.

Para el caso en que exista un comportamiento de viga y gobierne el diseño, se debe de tener excentricidades muy altas y que se encuentren en el último nivel, en este punto generalmente la carga axial es pequeña y los giro en los nudos son importantes.

5.3.1 Diseño por flexocompresión de la columna C-03

La columna a diseñar tiene dimensiones transversales de 25 x 70 cm (el peralte en la dirección Y-Y). Las cargas necesarias para el diseño fueron cuantificadas manualmente a través de las áreas tributarias, por otra parte, también se obtuvieron automáticamente con el ETABS, de esta forma se podrán comparar estos valores y verificarlos.

La ventaja del análisis de las cargas axiales a través de áreas tributarias es que simplifica al máximo el problema hiperestático que tendría que tomarse en cuenta, por lo que solo se limitará a sumar las cargas correspondientes (metrado). Por tal motivo, se puede decir que las cargas en la losa se repartirán de forma casi equitativa entre las columnas. A continuación, se procederá a diseñar la columna ubicada en eje central del edificio (eje 4) por ser la más esforzada, la **Figura 5.16** muestra la ubicación dentro de los elementos estructurales existentes. El área tributaria que se señala en la planta típica tiene un valor de 25.4 m² por piso.

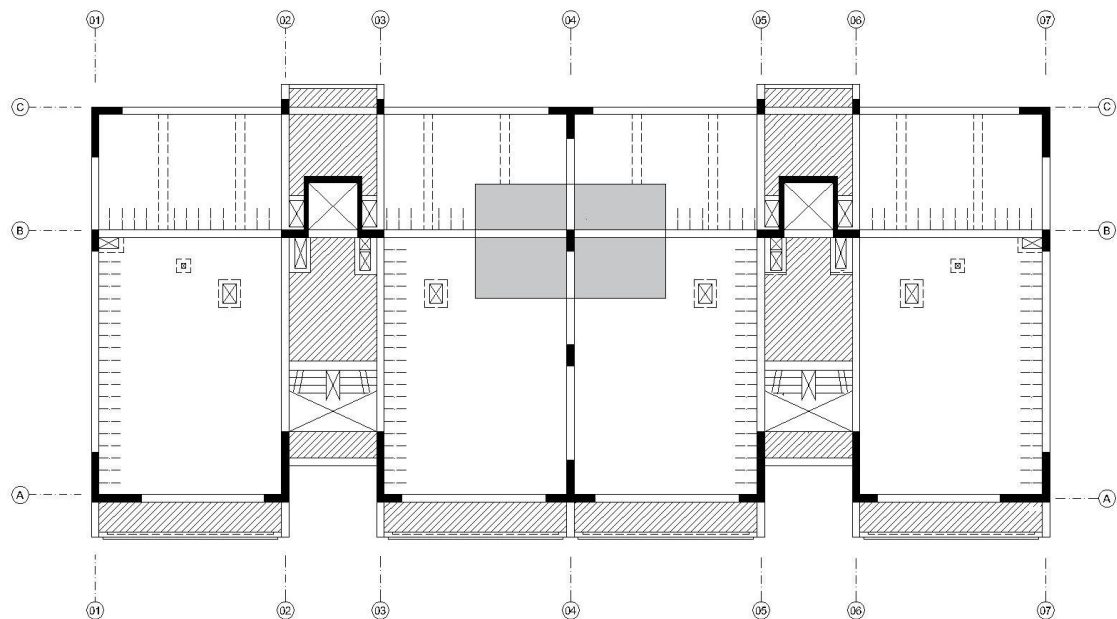


Figura 5.16 Ubicación del área tributaria de la columna C-03.

La carga axial muerta P_D es obtenida del área tributaria, que incluye también los tabiques, el peso de las vigas tributarias y el peso propio de las columnas. Por otro lado, la carga viva P_L proviene de la losa y podrá ser reducida de acuerdo a lo que se establece en la NTE E.020. La **Tabla 5.10** muestra un resumen de las cargas para la columna C-

03, tanto para cargas en servicio y cargas últimas, haciendo una comparación para la primera combinación de cargas.

Tabla 5.10 *Metrado de cargas axiales para la columna C-03.*

Piso	At (m ²)	Pd (ton)	PL (ton)	PL reduc. (ton)	Sin reducción de Carga Viva		Con reducción de Carga Viva	
					Pserv (ton)	Pu (ton)	Pserv (ton)	Pu (ton)
6	25.3	15.9	2.5	2.3	18.4	26.6	18.2	26.1
5	50.6	34.0	7.6	5.4	41.6	60.5	39.4	56.7
4	75.9	52.1	12.7	7.9	64.8	94.4	60.0	86.4
3	101.2	70.2	17.7	10.2	87.9	128.4	80.4	115.5
2	126.5	88.3	22.8	12.3	111.1	162.3	100.6	144.5
1	151.8	106.4	27.8	14.3	134.2	196.3	120.7	173.3

En la **Tabla 5.10** se observan los valores últimos axiales para el caso de las cargas vivas reducidas y sin reducir, que difieren en 23 ton, esto debido al área tributaria que se ha definido para cada columna (teniendo un total de 151.8 m²). Para este caso particular, se trabajará con la carga reducida, de manera que se logre una reducción de la cuantía de acero en la etapa de diseño. Por otra parte, la carga axial última proveniente del programa resultó 181 ton, con lo cual se puede validar la confiabilidad del metrado. A continuación, en la **Tabla 5.11**, se muestra los principales momentos que se obtuvieron del modelo en ETABS.

Tabla 5.11 *Momentos en servicio de la columna C-03.*

Piso	Ms-x (ton-m)	Ms-y (ton-m)	MD-x (ton-m)	MD-y (ton-m)	ML-x (ton-m)	ML-y (ton-m)
6	4.65	12.69	3.90	-0.01	1.57	0.00
5	4.84	12.53	3.11	0.00	1.44	0.00
4	5.14	13.55	2.95	0.00	1.37	0.00
3	4.91	13.22	2.58	0.00	1.21	0.00
2	4.05	11.31	2.31	0.00	1.09	0.00
1	1.86	6.88	0.64	0.00	0.34	0.00

Los valores presentados en la tabla anterior permitirán calcular las cargas y momentos últimos. Para efectos de simplificación, se considerará las dos primeras combinaciones de carga última, ya que aportan valores máximos para el diseño.

Tabla 5.12 Cargas y momentos últimos en la columna C-03.

Piso	U1 = 1.4D + 1.7L			U2 = 1.25(D + L) + S		
	Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)
6	26.12	-0.01	8.13	24.81	4.64	19.53
5	56.73	-0.01	6.79	53.74	4.83	18.21
4	86.35	-0.01	6.46	82.80	5.13	18.95
3	115.54	-0.01	5.67	112.13	4.90	17.96
2	144.50	0.00	5.09	141.24	4.05	15.56
1	173.27	0.00	1.47	169.33	1.85	8.10

El diseño del refuerzo vertical se realizará cada tres pisos, tal como se observa en las divisiones de la **Tabla 5.13**. Cabe resaltar, que la mayor carga axial se ubica en el primer piso y a partir de esa carga dependerá el diseño del primer grupo de niveles. Por otra parte, existirán momentos importantes en los pisos superiores conforme la columna se acerca a la azotea, en este caso, se observa que la mayor acumulación de momentos se da entre el 5to y 6to piso.

Asimismo, a lo largo de toda la altura de la columna, se puede observar que el momento que predomina la flexión es en la dirección Y-Y. En consecuencia, el diseño mantiene una distribución uniforme en las dos caras de la columna en esta dirección.

Tabla 5.13 Cargas de diseño y acero colocado.

Piso	Combinación de diseño	Pu (ton)	Mu (ton-m)	Barras colocadas	Ast (cm2)
6	U2	24.81	19.53	8 ϕ 3/4"	22.7 (1.29%)
5		53.74	18.21		
4		82.80	18.95		
3	U1	115.54	5.67	8 ϕ 3/4"	22.7 (1.29%)
2		144.50	5.09		
1		173.27	1.47		

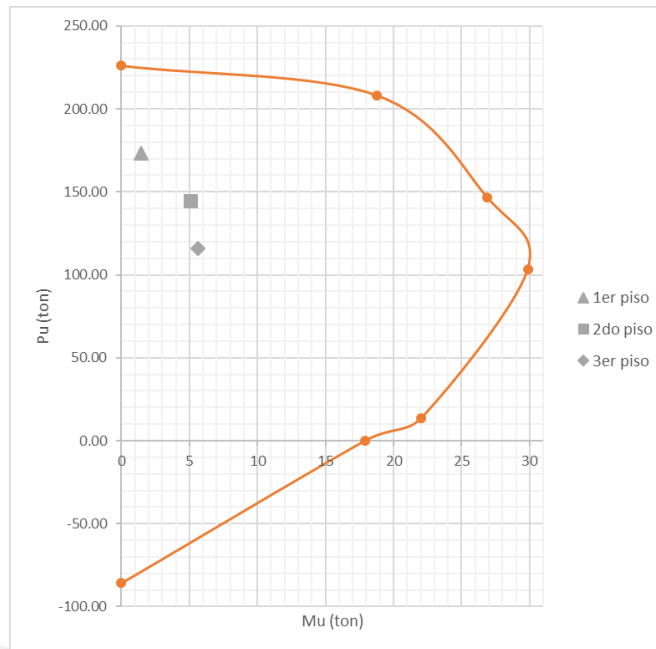


Figura 5.17 Diagrama de interacción de la columna C-03 con $\rho = 1.29\%$ para los tres primeros pisos.

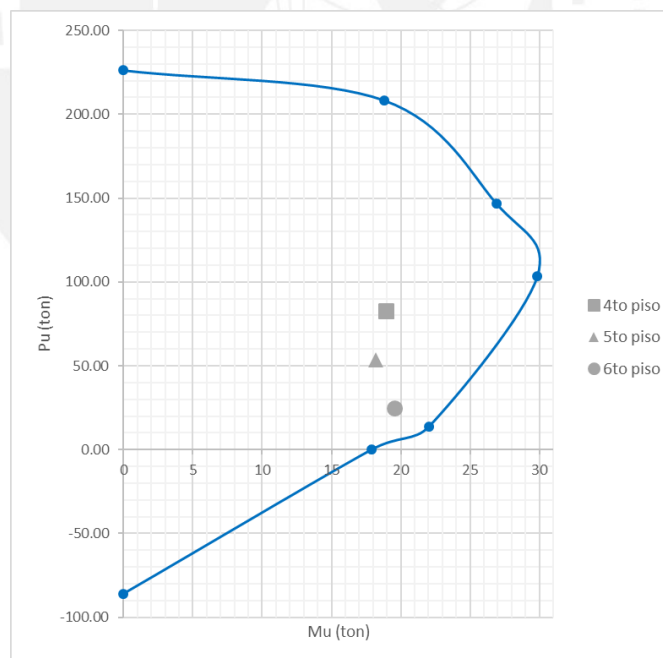


Figura 5.18 Diagrama de interacción de la columna C-03 con $\rho = 1.29\%$ para los tres últimos pisos.

La **Tabla 5.13** muestra los aceros calculados para que los diagramas de la **Figura 5.17** y **Figura 5.18** contengan las solicitaciones últimas, teniendo en cuenta que las

dimensiones de la sección son 25 x 70 cm. Por otro lado, se resalta el hecho de que existen dos zonas bien diferenciadas dentro de los diagramas, la primera corresponde para solicitaciones axiales y la otra para los momentos.

Es importante resaltar que se decidió mantener la misma cuantía a lo largo de toda la altura de la columna, de tal manera que no exista variación de los diámetros en el armado. Es decir, generalmente en este tipo de diseño es usual disminuir la cuantía a medida que los esfuerzos disminuyen, sin embargo, se mantiene este valor de manera que esté por encima del 1% exigido.

5.3.2 Verificación de la esbeltez de la columna C-03

El diseño por flexocompresión anterior se cumple siempre y cuando no se tenga una esbeltez tal que las deformaciones transversales ocasionadas por la carga axial no afecten significativamente a los momentos que fueron calculados en el análisis de primer orden.

Si existiera en caso en el que la carga aplicada generase deformaciones transversales aumentando así la excentricidad que se había considerado en el diseño, se evaluará el nuevo momento generado por la nueva excentricidad, denominándose de segundo orden.

La NTE E.060 plantea dos alternativas para la estimación de los efectos de la esbeltez que depende si se presenta o no desplazamiento lateral importante en el entrepiso donde se ubica la columna, señalando un procedimiento para cada caso. En ese sentido, se establece que se debe verificar que el índice de estabilidad del entrepiso Q sea menor o igual a 0.06. De esta forma las columnas de la estructura se considerarán arriostradas, es decir, sin desplazamiento lateral.

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta o}{V_{us} h_e} \quad (5.21)$$

Donde:

Q = índice de estabilidad del entrepiso.

$\sum Pu$ = suma de las cargas de diseño amplificadas y acumuladas desde el extremo superior hasta el entrepiso considerado.

Δo = deformación relativa de entrepiso, debido a las fuerzas laterales amplificadas y calculadas de acuerdo a un análisis de primer orden.

V_{us} = fuerza cortante amplificada de entrepiso, debida a cargas laterales.

h_e = altura de entrepiso medida piso a piso.

En las siguientes tablas se presenta los valores del índice de estabilidad del entrepiso para la dirección X-X e Y-Y, respectivamente.

Tabla 5.14 Análisis de esbeltez en la dirección X-X.

PISO	$\sum Pu$ (ton)	Δo (cm)	$\sum Pu * \Delta o$	V_{us} (ton)	h (cm)	Q
6	232.7	1.04	240.8	80.0	270	0.011
5	465.3	1.17	544.4	181.7	270	0.011
4	698.0	1.22	848.0	263.0	270	0.012
3	930.6	1.22	1130.7	324.0	270	0.013
2	1163.3	0.99	1151.6	364.7	270	0.012
1	1395.9	0.45	628.2	385.0	270	0.006

Tabla 5.15 Análisis de esbeltez en la dirección Y-Y.

PISO	$\sum Pu$ (ton)	Δo (cm)	$\sum Pu * \Delta o$	V_{us} (ton)	h (cm)	Q
6	232.7	1.04	240.8	93.3	270	0.010
5	465.3	1.13	523.5	211.9	270	0.009
4	698.0	1.13	785.2	306.7	270	0.009
3	930.6	1.08	1005.0	377.8	270	0.010
2	1163.3	0.86	994.6	425.3	270	0.009
1	1395.9	0.36	502.5	449.0	270	0.004

Como se puede observar en tanto en la **Tabla 5.14** y **5.15** se verifica que el valor de Q para ambas direcciones es menor que 0.06, por lo que la estructura es considerada como arriostrada (sin desplazamiento lateral). Esto tiene mayor sentido debido a la presencia de las placas que controlan el desplazamiento lateral de los entrepisos en el edificio.

Una vez verificado que la estructura es arriostrada, la NTE E.060 permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión, cumpliendo el siguiente requerimiento:

$$\frac{k \times lu}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) \quad (5.22)$$

Donde:

k = factor de longitud efectiva, igual a 1 en este tipo de estructuras.

lu = longitud no arriostrada del elemento en compresión

r = radio de giro de la sección transversal: $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$, para secciones rectangulares r se aproxima a $0.30h$ para la dirección de análisis.

$M1$ = momento flector menor de diseño en uno de los extremos de la columna, positivo si el elemento esta flexionado en curvatura simple y negativo si hay doble curvatura.

$M2$ = momento flector mayor en uno de los extremos de la columna (positivo)

Para este tipo de edificios, las columnas presenta una doble curvatura, por tal motivo para demostrar que estos efectos pueden despreciarse solo se verificará que $lu/r \leq 34$.

Obteniendo los valores para cada factor:

- $lu = 2.70 - 0.60 = 2.10 \text{ m}$
- $rx = 0.30 \times 0.25 = 0.075$
- $ry = 0.30 \times 0.70 = 0.21$

Reemplazando en la expresión anterior se tiene:

$$\frac{lu}{rx} = \frac{2.10}{0.075} = 28 < 34$$

$$\frac{lu}{ry} = \frac{2.10}{0.21} = 10 < 34$$

Verificando la condición anterior, entonces se concluye que no se tendrá problemas de esbeltez en las columnas.

5.3.3 Diseño del refuerzo transversal de la columna C-03

El procedimiento para el cálculo del refuerzo transversal en las columnas es el mismo que se desarrolló para la viga, siendo los estribos encargados de resistir las fuerzas cortantes laterales.

Para el proyecto, se obtuvo que la columna analizada (C-03) en el último piso tiene una cortante máxima que corresponde a la segunda combinación de cargas (sismo en dirección Y-Y) igual a 17.7 ton.

La expresión 5.17 que se definió para las vigas en cuanto a resistencia al corte (ϕV_c), puede ser usada para calcular la resistencia en la columna, siendo el valor igual a 10.4 ton, por lo que, la columna necesitaría estribos espaciados a 88 cm. El valor de espaciamiento obtenido al ser muy alto, se opta por distribuir los estribos de acuerdo a lo especificado a la Norma, siendo el espaciamiento no menor al lado menor de la sección (25 cm).

Sin embargo, para el diseño también se comprobará que la columna pase por capacidad. El procedimiento se basa en calcular el mayor momento nominal (M_n) asociados a la carga axial P_u , para el caso de la columna, se utilizará el mayor valor de P_u en cada caso de combinación.

$$U1: \quad P_u = 173.2 \text{ ton} \quad M_n = 42.8 \text{ ton} - m$$

$$U2: \quad P_u = 82.8 \text{ ton} \quad M_n = 38.3 \text{ ton} - m$$

Utilizando el diagrama de interacción, se obtiene M_n intersectando el mayor P_u con la curva nominal, luego se calcula la cortante de diseño (V_u) como especifica la Norma:

$$V_u = \frac{1.25(M_{ni} + M_{ns})}{h_n} \quad (5.23)$$

$$V_u = \frac{1.25(42.8 + 42.8)}{2.4}$$

$$V_u = 44.6 \text{ ton}$$

Cálculo de la resistencia al corte del acero:

$$V_s = \frac{44.6}{0.85} - 12.2 = 40.2 \text{ ton}$$

Usando 5.16, la separación de los estribos será:

$$S = \frac{4(0.71)(4200)(64)}{40200} = 19 \text{ cm}$$

Observando el valor de espaciamiento que se obtuvo, la norma establece requisitos de espaciamiento máximo. Se cuenta con una zona de confinamiento de estribos L_o , que no debe ser menor al mayor de las siguientes consideraciones, escogiéndose el valor del segundo criterio.

- 1/6 de la luz libre del elemento = $2.40/6 = 0.40 \text{ m}$
- La mayor dimensión de la sección transversal = 0.70 m
- 0.50 m

Luego, el espaciamiento de estribos dentro de la zona de confinamiento no debe ser mayor al menor de las siguientes restricciones, para este caso se escogerá un espaciamiento de 10 cm .

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro = 15.2 cm
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal = 13 cm
- 10 cm

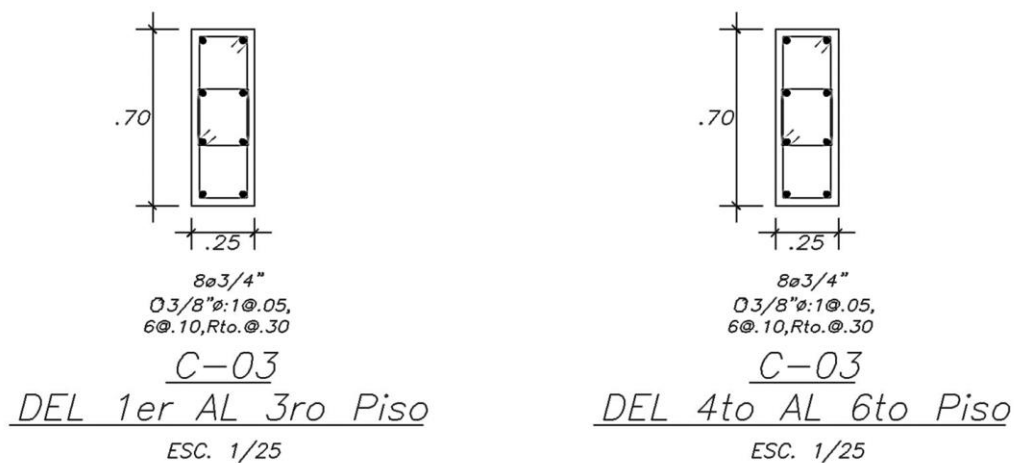


Figura 5.19 Corte de la sección de la columna C-3.

5.4 Diseño de muros

Las placas al ser elementos de alta responsabilidad sísmica deben tener una importante consideración en su diseño debido a que, en algunos casos, los edificios están apoyados sobre estos. Por lo tanto, la NTE E.060 establece los requisitos básicos de diseño para tal propósito y son los siguientes:

- El ancho no deberá ser menor a $H/25$ o 150mm, siendo H la altura total del muro, esto con el objetivo de controlar de mejor forma la esbeltez y la resistencia a la fuerza constante.
- En el caso de muros con alas, se definirá un ancho efectivo que debe extenderse desde el alma del muro adyacente hasta la mitad del ala o hasta 10% de la altura total del muro en la dirección de análisis, se escogerá el menor valor.
- Para otorgar un mejor comportamiento sísmico a la edificación, se confinarán los núcleos exteriores de los muros en toda su altura. La longitud de estos elementos de borde será definida por el posicionamiento del eje neutro y el ancho de la placa.
- Para el caso del armado vertical, se deberá colocar cuantías mínimas (0.0025) que luego se verificará con el diseño por corte.

Para el procedimiento del diseño, se requiere definir tres tipos de refuerzo: uno con distribución vertical, horizontal y concentrado, siendo este último vertical en los extremos (ver **Figura 5.20**). Los núcleos juntos con el resto de refuerzo seleccionado, son los que darán al muro la capacidad requerida, ya que al tener secciones mayores al de las columnas, la mayor parte de las fuerzas sísmicas (momentos flectores, fuerzas cortantes y cargas axiales) serán controladas por los primeros.

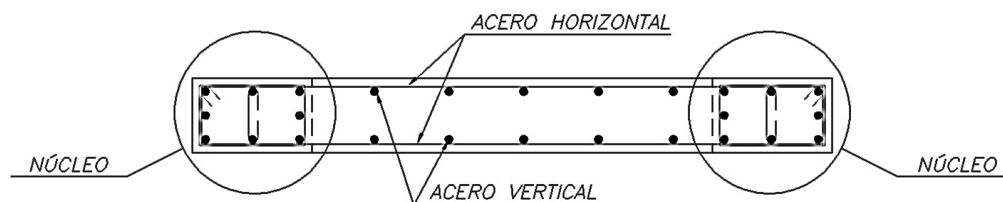


Figura 5.20 Tipo de refuerzo colocado en placa.

Por otra parte, las dimensiones de las placas influyen notoriamente en el comportamiento durante un sismo, produciendo posibles fallas y el cambio total del diseño de éstas. En

el edificio escogido, todos los muros son esbeltos, es decir, la altura total de 16.2 m es mayor a la longitud de la placa más robusta con 2.3 m de largo, en consecuencia, será más fácil inducir sobre ellas una falla por flexión sobre una de corte.

Las solicitaciones por carga de gravedad y sísmicas, en especial para axial y momentos, ocasionan que el muro deba ser diseñado por flexocompresión, siendo los núcleos extremos que influyen en gran medida a la resistencia. De manera similar a las columnas, la resistencia se representa a través del diagrama de interacción, el cual engloba los puntos de las solicitaciones en estado último. La solución se complica pues no se conoce la posición y el tamaño del refuerzo que se va a colocar en los núcleos, así como el número de capas que se va a colocar en el alma, involucrando de esta forma que se realice diferentes iteraciones para llegar a la mejor alternativa.

El acero distribuido en el alma no genera una notable influencia en la resistencia a flexocompresión del elemento, en cambio sirve de manera importante para la resistencia a la fuerza cortante. Entonces, tanto el acero vertical como el horizontal controlarán las fisuras ocasionadas por el corte, debido a esto, la Norma establece valores mínimos para ambos. No obstante, para el cálculo por diseño por corte, solo influye el acero repartido horizontalmente, en el que se determinará el espaciamiento que debe tener. Por último, es importante comentar que el diseño por corte se hará por capacidad.

5.4.1 Diseño de los núcleos del muro PL-04 por flexocompresión

Se diseñará el muro PL-04 en forma de L con un espesor uniforme de 25 cm en ambas direcciones. En la **Tabla 5.16** se detallan todas las solicitaciones que servirán en el diseño por flexocompresión: cargas axiales y momentos para cada dirección de análisis.

Tabla 5.16 Cargas en servicio para el diseño de la placa PL-04.

Piso	Pd (ton)	PL (ton)	Msx (ton-m)	Msy (ton-m)
6	17.3	2.1	12.0	8.0
5	38.6	5.6	12.6	8.1
4	59.8	9.2	22.5	19.6
3	81.0	12.7	43.1	42.3
2	102.0	16.2	82.0	72.6
1	122.8	19.7	139.7	122.7

En la **Tabla 5.17** y **5.18** se muestran los valores para las combinaciones de carga última en el primer piso, donde las cuatro últimas combinaciones son las más críticas, ya que la placa se diseña para resistir las cargas sísmicas. Como en el subcapítulo de diseño de columnas, el diseño se hará cada tres pisos.

Tabla 5.17 Cargas últimas en la placa PL-04 para las cinco combinaciones en la dirección X-X.

	Pu (ton)	Mux (ton-m)
U1 = 1.4 D +1.7L	205.5	2.4
U2 = 1.25(D+L) + S	131.3	141.7
U3 = 1.25(D+L) - S	225.1	-137.8
U4 = 0.9D + S	63.6	140.6
U5 = 0.9D - S	157.5	-138.8

Tabla 5.18 Cargas últimas en la placa PL-04 para las cinco combinaciones en la dirección Y-Y.

	Pu (ton)	Muy (ton-m)
U1 = 1.4 D +1.7L	205.5	-5.5
U2 = 1.25(D+L) + S	160.4	117.9
U3 = 1.25(D+L) - S	196.0	-127.5
U4 = 0.9D + S	92.7	119.4
U5 = 0.9D - S	128.4	-126.0

Una vez definidas las cargas últimas, se deben construir los diagramas de interacción, los cuales representarán el comportamiento de la placa para el estado último. Los diagramas representarán a un modelo en el que cada fila de acero (incluyendo los núcleos) y el concreto aportan resistencia a la sección para cada posición del eje neutro. Dicho de otro modo, el diseño de la placa por flexocompresión será como modelar una columna larga. Asimismo, teniendo en cuenta que la placa solicitada tiene la forma L, se definirá para cada dirección las siguientes configuraciones (ver **Figura 5.21**), de acuerdo a lo indicado para el caso de muros con alas.

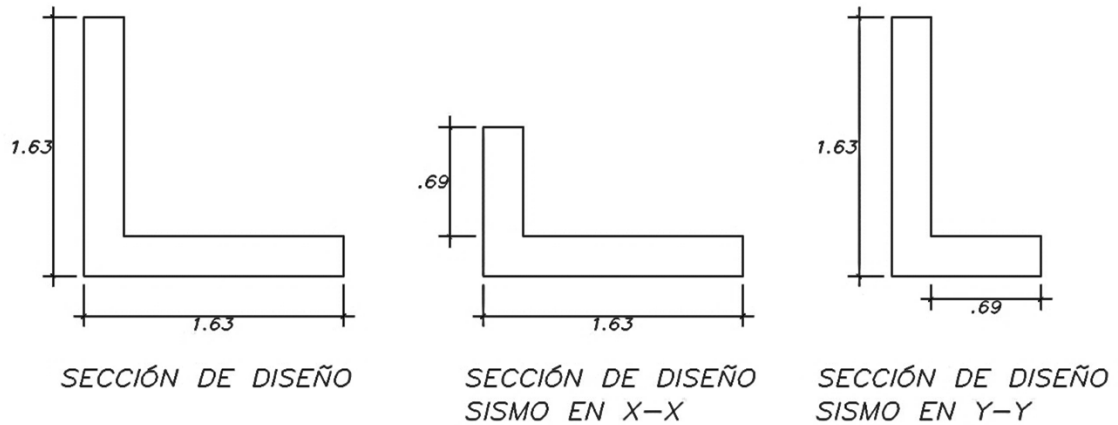


Figura 5.21 Sección de análisis y diseño de la placa PL-04 con medidas en m.

Para la iteración se requiere una cantidad inicial de acero en los núcleos ubicados en el borde de la placa, debido a que estos influyen más en la resistencia a la flexocompresión. Para comenzar, se hará un cálculo rápido del acero con el momento último máximo en el primer piso en la dirección X-X, considerando de esta forma que la placa está en flexión pura. Blanco (1997) menciona que el brazo de palanca (jd) se estime con un valor empírico igual a $0.9L$ o L_w del muro, obteniéndose lo siguiente:

$$Mu = \phi(As)(fy)(jd) \quad (5.24)$$

$$141700 = 0.9(As)(fy)(0.9L)$$

$$As = 25.6 \text{ cm}^2$$

Como valor inicial de diseño, se espera que el acero obtenido sea el más cercano al refuerzo para resistir las cargas ultimas. De esta manera, inicialmente se tendrá 10 barras de $\phi 3/4"$ para reforzar los núcleos, tanto en el extremo del ala como en la esquina de la placa. Por otra parte, para el refuerzo vertical en el alma se considerará acero mínimo (0.0025 de cuantía):

$$As_{min} = 0.0025(25)(163) = 10.18 \text{ cm}^2$$

Al tratarse de un espesor considerable y considerando la cantidad de acero colocado en los núcleos, se colocarán dos mallas (una en cada cara del muro) de $\phi 3/8"$ cada 25 cm. Para la dirección en Y-Y, los procedimientos para el cálculo del núcleo extremo y el acero en el alma serán los mismo. Con el acero distribuido se grafica el diagrama de interacción y teniendo en cuenta que la sección del muro no es simétrica, entonces los diagramas tampoco lo serán.

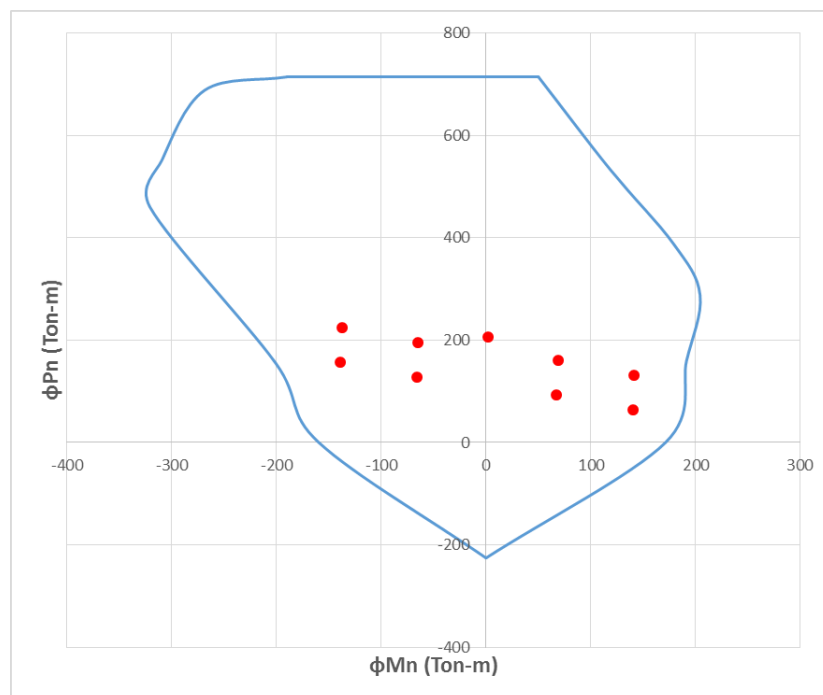


Figura 5.22 Diagrama de interacción de la placa PL-04 en la dirección X-X.

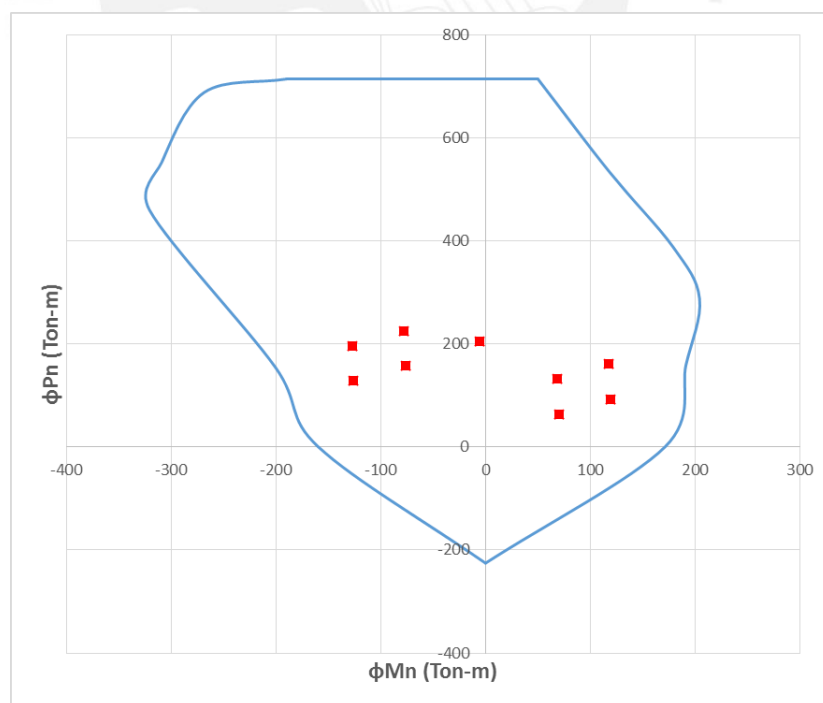


Figura 5.23 Diagrama de interacción de la placa PL-04 en la dirección Y-Y.

Como se observa en las **Figuras 5.22 y 5.23**, el muro tiene mucha más resistencia de sobra en compresión que por flexión. Generalmente en el diseño de estos elementos, la compresión máxima nunca llega a sobrepasarse, a pesar que se empieza el diseño con el primer piso donde actúa la máxima compresión. Tras varias iteraciones, los diagramas corresponden al uso de 8 barras de $\phi 3/4''$ en los núcleos tanto para los extremos de las alas como para la esquina de la placa. Por otra parte, a pesar de que se disminuyó parte del acero principal calculado, el diagrama de interacción aún tiene capacidad de resistencia para la flexión. Esta disminución tiene el objetivo de ajustar el gráfico para que esté más cerca de las solicitaciones, de esa manera cuando se diseñe por capacidad, no se le dará una resistencia al corte mucho mayor lo cual se traduciría en colocar una mayor cantidad de estribos en el alma.

Finalmente, se debe resaltar el hecho que para obtener la longitud de los elementos de borde no se siguieron los lineamientos de la Norma, sin embargo, se harán los cálculos correspondientes para asegurarse que el valor asumido es correcto. La profundidad del eje neutro para la combinación máxima en la dirección X-X es:

$$c = 46 \text{ cm}$$

La profundidad obtenida debe ser comparada con el cociente que la norma establece a continuación:

$$\frac{lm \cdot hm}{600\delta u} \quad (5.25)$$

El término δu es la deformación inelástica máxima en la dirección X-X, con un valor de 60.8 mm, mientras que lm y hm son la longitud y altura del muro, respectivamente. Verificando que la relación $\delta u/lm$ era menor a 0.005, se usó este valor mínimo. Finalmente, el valor que se obtuvo fue de 54 cm y al ser un valor mayor a c , implicaría no confinar los extremos de los muros, sin embargo, a pesar de lo que se indica en la Norma, se confinará los bordes y el resto de los muros como buena práctica constructiva.

5.4.2 Diseño por capacidad del refuerzo distribuido del muro PL-04

El diseño por capacidad implica que se tenga una sobrerresistencia por cortante en relación a la resistencia por flexión, de tal manera que se trate de evitar la falla por corte. Por lo tanto, la Norma establece una expresión, en el cual, la cortante aumenta de manera proporcional al momento flector alcanzado en la sección, hasta su capacidad máxima nominal en flexión. Es decir:

$$Vu_a = \frac{Mn}{Mu} Vu \quad (5.26)$$

La ecuación anterior sugiere que la amplificación de la fuerza cortante corresponde a la proporción que tiene el momento último y el momento nominal de la sección, es decir, llevarlo a una falla de carga axial constante. Por otra parte, la Norma establece un valor máximo para el cociente de los momentos, siendo como máximo el valor de reducción sísmica (R), que para el caso de este edificio es 6. A partir de esto se calcula la cuantía de acero horizontal, donde se desprecia el aporte del acero vertical.

Usando la ecuación 5.14 del diseño por corte donde el factor de reducción ϕ es igual a 0.85, se calculan cada una de los componentes de Vu , para el caso de muros, serán los siguientes:

$$Vc = \alpha_c \sqrt{f'c}(t)(L) \quad (5.27)$$

$$Vs = \frac{Ah fy d}{Sh} \quad (5.28)$$

El factor α_c está en función a la esbeltez, en este caso como el muro es esbelto, es decir, su altura es mayor que su longitud, le corresponde un factor igual a 0.53. Por otro lado, término Sh viene a ser el espaciamiento del refuerzo horizontal y se obtendrá despejándolo de la expresión 5.28, definiendo de esta forma la resistencia del acero de refuerzo. En la **Tabla 5.19** se muestran los valores para el diseño por capacidad en el muro.

Tabla 5.19 Fuerza cortante de diseño de la placa PL-04.

Piso	Mu (ton-m)	Mn (ton-m)	Vu (ton)	Vu _a (ton)
1	141.7	250	29.9	52.7

De la tabla anterior, el valor de Mn fue calculado de la intersección del mayor valor de Mu con la curva nominal del diagrama de interacción y el valor de Vu proviene del ETABS. Finalmente, con la expresión 5.26 se halla Vu_a , en el que se verificó que el valor del cociente de los momentos no supera a R . Cabe destacar, que el diseño se centró únicamente en el primer piso y tomando en cuenta la combinación más crítica para la dirección X-X.

Usando la ecuación 5.27 se obtiene un ϕVc de 26.6 ton, por otra parte, usando 5.14 se obtiene un Vs igual a 30.7 ton. Para el refuerzo horizontal, se decidió usar barras de $\phi 3/8"$ (2 mallas), con lo cual, a partir de 5.28 se obtiene la siguiente separación de estribos:

$$Sh = 28.5 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

$$\rho_h = \frac{Ash}{(t)(Sh)} = \frac{1.42}{25 \times 30} = 0.0019 < 0.0025$$

En la verificación de la cuantía horizontal con la separación obtenida, como se observa, el resultado no es mayor al mínimo exigido, por lo tanto, se utilizará el valor de 0.25% para calcular el nuevo espaciamiento, obteniéndose un valor de 20 cm. Por otra parte, la Norma establece una cuantía mínima para el acero vertical:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \quad (5.29)$$

Como el muro es esbelto ($h_m / l_m = 9.94$), el segundo término será negativo, por lo tanto, controlará el valor mínimo de 0.0025. Entonces, el refuerzo vertical y horizontal estará constituido de la siguiente forma, con lo espaciamientos respectivos:

$$2\phi 3/8" @ 25 \text{ cm} + \text{acero de núcleos} \rightarrow \rho_v = 1.25\%$$

$$2\phi 3/8" @ 20 \text{ cm} \rightarrow \rho_h = 0.28\%$$

Por último, para el confinamiento de los núcleos, se escogió el mismo espaciamiento obtenido para el refuerzo horizontal, es decir, igual a 20 cm. El diseño de la placa con la distribución de aceros calculados se grafica en la **Figura 5.24**.

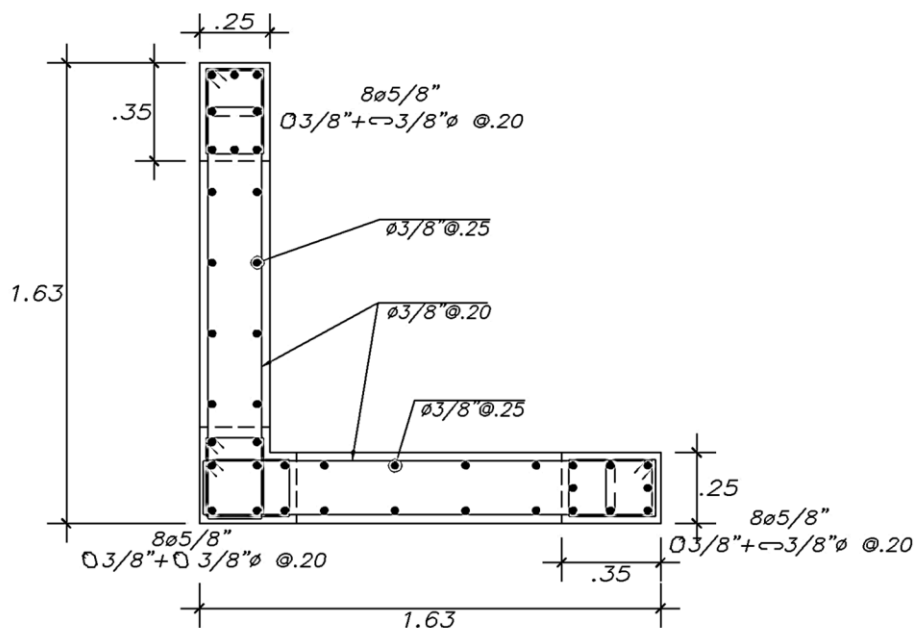


Figura 5.24 Diseño del refuerzo de la placa PL-04.

5.4.3 Verificación por flexión biaxial del muro PL-04

Como se había mencionado al inicio, la Norma establece que para el caso del diseño de muros con alas solo se analice el tramo en la dirección correspondiente. Esta afirmación supone que los momentos actúan independientemente uno del otro, lo cual es muy conservador debido a que los momentos generados por un sismo actúan en ambas direcciones en simultaneo. Por lo que, a manera de verificación, se calculará la resistencia nominal de la placa usando conceptos de flexión biaxial y resistencia de materiales, lo cual implica conocer la ubicación exacta del eje neutro. La flexión biaxial ocasiona que el eje neutro esté fuera del centroide y no sea paralelo a los ejes principales de la sección, y mas bien forme un ángulo respecto al eje X.

Por otra parte, se sigue la metodología presentada en Wight & MacGregor (2009) para el diseño de columnas cargadas biaxialmente, a pesar de que en este caso se analiza muros de concreto, el procedimiento puede ser adaptado sin complicaciones. Con la geometría de la sección y los momentos máximos en cada dirección, se obtiene la ubicación del eje neutro (EN), tomando en cuenta los ejes principales rotados, tal como se muestra en la **Figura 5.25**.

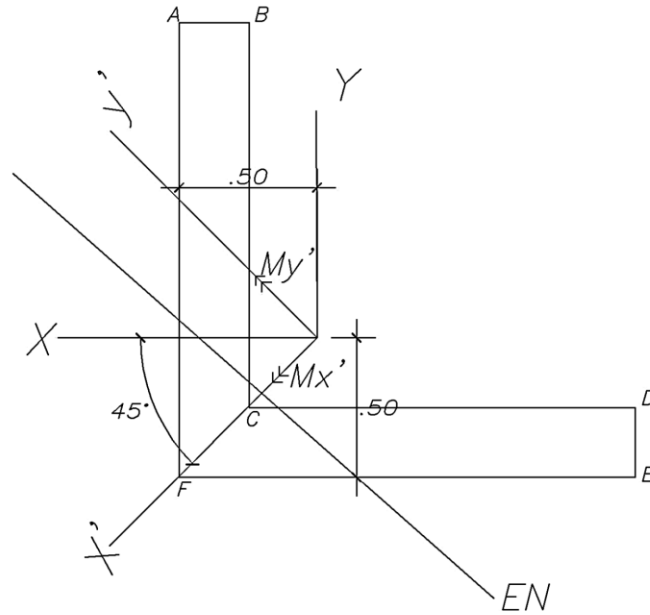


Figura 5.25 Ubicación del eje neutro en la sección de la placa PL-04.

Una vez ubicado el eje neutro, se define el bloque de compresión que se extiende 82 cm desde el punto B perpendicularmente al eje neutro (ver **Figura 5.26**). El muro alcanza su máxima capacidad a compresión cuando el extremo B tiene una deformación de 0.003, mientras que el bloque de compresiones actúa en el área sombreada.

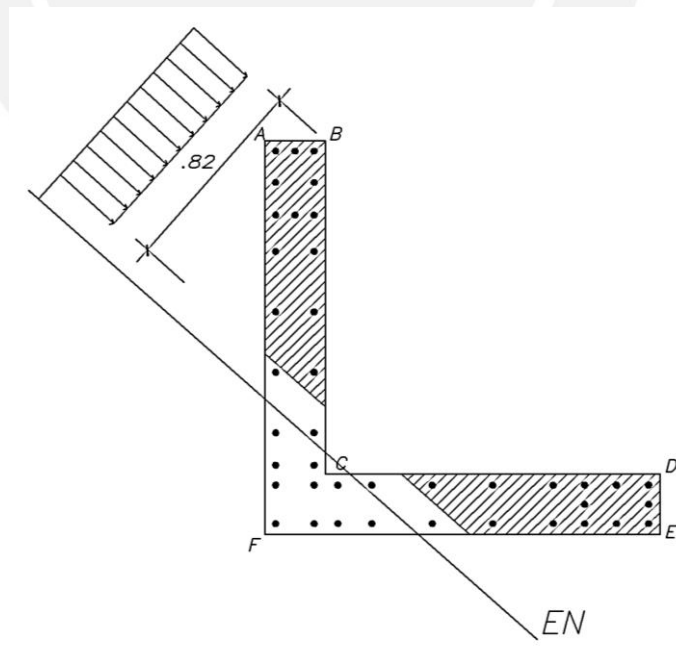


Figura 5.26 Ubicación del bloque de compresiones.

Como se observa el bloque de compresiones influye sobre las barras de acero haciendo que se compriman, mientras que los aceros debajo del EN estarán en tracción. Luego se procede a ubicar la distancia de cada barra hacia el eje neutro, conociendo las coordenadas de cada barra y usando una hoja de cálculo se obtienen las distancias al EN. Por último, usando las ecuaciones de compatibilidad y equilibrio, se calculan el P_n , M_{nx} y M_{ny} obteniéndose los siguientes valores nominales:

$$\begin{aligned} P_n &= 1018 \text{ ton} & \phi P_n &= 764 \text{ ton} \\ M_{nx} &= 497 \text{ ton} - m & \phi M_{nx} &= 373 \text{ ton} - m \\ M_{ny} &= 380 \text{ ton} - m & \phi M_{ny} &= 285 \text{ ton} - m \end{aligned}$$

Para verificar que el acero colocado es suficiente para soportar las solicitaciones, al tratarse de flexocompresión biaxial resulta complicado obtener la superficie de interacción debido a la compleja cantidad de variables involucradas, sin embargo, con los valores obtenidos se puede obtener la curva de falla para un P_n constante.

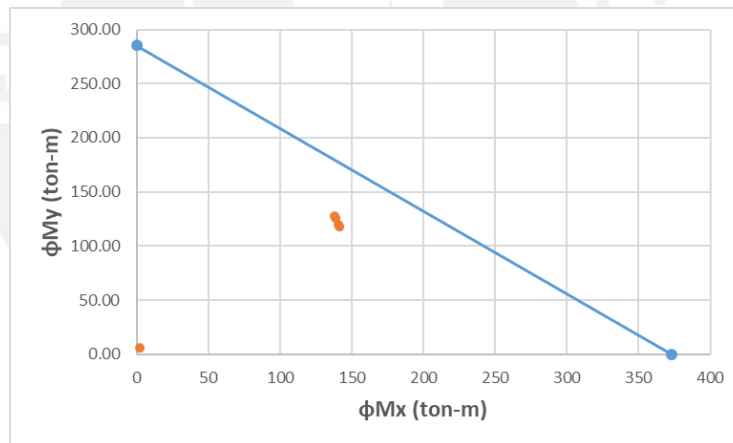


Figura 5.27 Curva de falla para P_n constante de la placa PL-04.

Los pares ordenados dentro de la recta en la **Figura 5.27** representan la demanda sobre la placa y tal como se muestra, los aceros brindan al muro capacidad de sobra. Por otro lado, a pesar de que la “curva” es muy simple da una buena aproximación del comportamiento de la placa a flexocompresión biaxial.

5.5 Diseño de cimentaciones

Las cimentaciones son los elementos estructurales que se encargan de transferir las cargas provenientes de las estructuras verticales al terreno. El diseño se basa, en primer lugar, en dimensionar y hallar la forma de la cimentación, asegurando de esta forma que no se sobrepasen los esfuerzos admisibles del suelo. Por otra parte, se asegura de que no se produzcan asentamientos diferenciales y que la resistencia sea mayor a las solicitaciones últimas, para lograr esto, se recurre a dos tipos de cimientos: zapatas aisladas (para columnas y placas) y cimientos corridos.

Obtenidos las dimensiones de las zapatas, se procede al diseño en concreto armado por flexión, verificando por esfuerzo cortante, de manera similar como se haría para el diseño de una losa.

5.5.1 Dimensionamiento por presión admisible

Para establecer las dimensiones previas al cimiento, se debe cumplir que la carga actuante no sobrepase el valor del esfuerzo admisible del suelo (σ_{adm}). La NTE E.060 establece un incremento del 30% en la presión admisible del terreno para los estados de carga temporales en el caso de sismos. En ese sentido, la siguiente expresión permitirá calcular el área requerida:

$$Area\ req. = \frac{(1 + \%PP) \times (P_{cm} + P_{cv})}{\sigma_{adm}} \quad (5.30)$$

El peso de la zapata puede cuantificarse como un porcentaje de la carga puntual que baja a través del elemento vertical ($\%PP$), cuyo valor varía dependiendo de la capacidad portante del suelo. Blanco (1997) recomienda una serie de valores para $\%PP$ que se muestran a continuación:

- $\%PP = 5\%$, para: σ_{adm} cercano a 4 kg/cm² (buen suelo)
- $\%PP = 7.5\%$, para: σ_{adm} cercano a 2.5 kg/cm² (suelo intermedio)
- $\%PP = 10\%$, para: σ_{adm} cercano a 1 kg/cm² (mal suelo)

La zapata aislada que se muestra a continuación (ver **Figura 5.28**) muestra los elementos a considerarse para su diseño, donde se debe cumplir $B \times L \geq Area\ req.$

La recomendación que se debe tener en cuenta en el dimensionamiento es la de buscar la simetría en ambos sentidos, considerando volados de igual longitud. Es decir, se trata que en las dos direcciones los volados L_v y B_v tengan aproximadamente las mismas dimensiones.

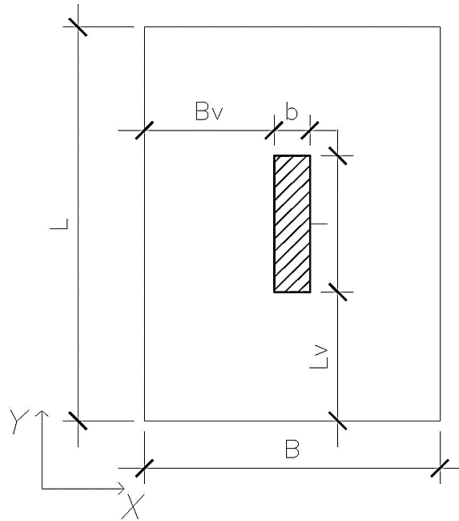


Figura 5.28 Esquema de zapata aislada con ejes coordenados.

Por otra parte, al no haberse considerado el efecto conjunto de la carga axial y el momento, las dimensiones de la zapata son preliminares, mientras que la distribución de los esfuerzos en la base será la siguiente:

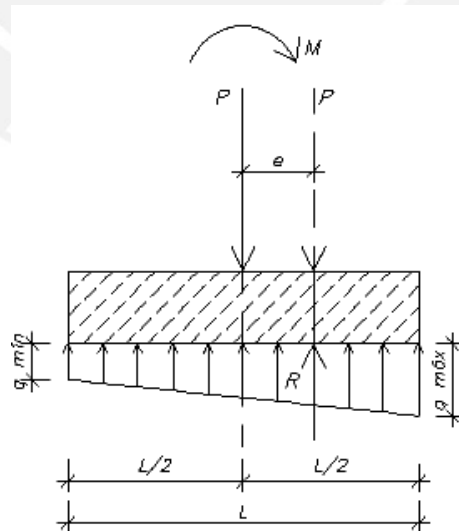


Figura 5.29 Distribución teórica de esfuerzos en el suelo.

La distribución de los esfuerzos que se asume es lineal y tiene la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{R}{A} \pm \frac{6M_{Y-Y}}{L^2 B} \pm \frac{6M_{X-X}}{L B^2} \quad (5.31)$$

Donde:

R = Fuerza axial resultante que actúa sobre la zapata

A = Área de la zapata ($B \times L$)

M_{Y-Y} = Momento actuante en la dirección Y-Y

M_{X-X} = Momento actuante en la dirección X-X

Dependiendo para qué dirección se analiza, se tendrá lo siguiente:

$$\sigma_{max} = \frac{R}{A} + \frac{6M_{X-X}}{L B^2} \quad \sigma_{min} = \frac{R}{A} - \frac{6M_{X-X}}{L B^2} \quad (5.32)$$

$$\sigma_{max} = \frac{R}{A} + \frac{6M_{Y-Y}}{B L^2} \quad \sigma_{min} = \frac{R}{A} - \frac{6M_{Y-Y}}{B L^2} \quad (5.33)$$

De las expresiones anteriores se debe verificar que: $\sigma_{adm} \geq \sigma_{max}$ y que σ_{min} no sea negativo, debido a que el terreno no admite tracciones. En el caso que se presente tracciones, la distribución anterior mostrada no será válida, por lo que se debe utilizar la siguiente distribución de presiones:

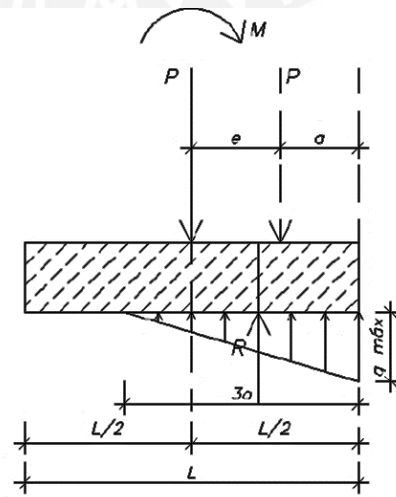


Figura 5.30 Distribución de presiones para el caso que existan tracciones.

Donde σ_{max} se calcula con las siguientes expresiones tanto para las direcciones X-X y Y-Y.

$$\sigma_{max} = \frac{2R}{3L(\frac{B}{2} - e_x)}, \text{ donde } e_x = \frac{M_{X-X}}{R} \quad (5.34)$$

$$\sigma_{max} = \frac{2R}{3B(\frac{L}{2} - e_y)}, \text{ donde } e_y = \frac{M_{Y-Y}}{R} \quad (5.35)$$

Al igual que en anterior caso, se debe verificar que el esfuerzo obtenido no supere a σ_{adm} amplificado. Cumpliéndose estos requisitos, las dimensiones quedan verificadas y se procede con el diseño.

5.5.2 Verificación por cortante

Teniendo en cuenta que los volados se mantienen empotrados en la cara del elemento vertical (ver **Figura 5.31**), se puede identificar que la sección crítica se encuentra a una distancia d (peralte efectivo) de la cara de los elementos verticales.

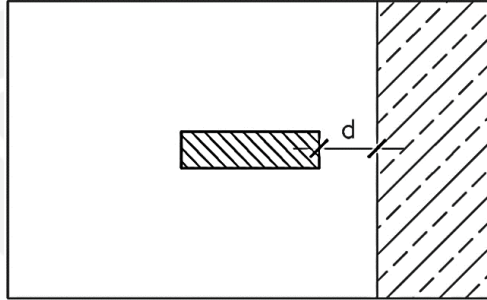


Figura 5.31 Sección crítica para la verificación de corte por flexión.

La carga última de diseño Vu puede ser calculado con las siguientes ecuaciones:

- Dirección X-X: $Vu = \sigma_u(Bv - d) \quad (5.36)$

- Dirección Y-Y: $Vu = \sigma_u(Lv - d) \quad (5.37)$

Por otra parte, la resistencia del concreto ϕVc se calcula con la expresión siguiente:

$$\phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{f'c} d \quad (5.38)$$

Se debe tener en cuenta que los valores resultantes en las anteriores fórmulas son por metro de ancho. Además debe cumplirse que $\phi V_c \geq V_u$, ya que de no satisfacerse el requerimiento, se aumentará el peralte de la zapata.

5.5.3 Verificación por punzonamiento

El punzonamiento es una condición particular de las cimentaciones y losas sin vigas que implica cortante en dos direcciones. En este caso, la cortante en vez de producir una falla diagonal, genera una falla en forma de cono o pirámide truncada alrededor del punto de apoyo a una distancia de $d/2$ tal como se muestra en la **Figura 5.32**.

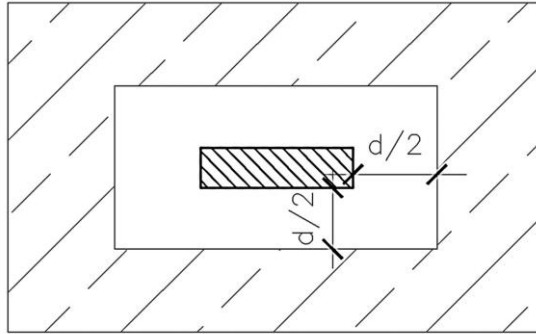


Figura 5.32 Sección crítica para la verificación por punzonamiento.

Para el cálculo de la cortante última que se genera por punzonamiento, se tiene siguiente expresión:

$$V_u = \sigma_u (A_{total} - A_0) \quad (5.39)$$

Donde A_0 es el área encerrada por la sección crítica, cuyo valor se estima mediante $A_0 = (l + d)(b + d)$. Por otro lado, para el cálculo de la resistencia del concreto, es decir ϕV_c , será mediante la siguiente expresión:

$$\phi V_c = \phi 1.06 \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (5.40)$$

Donde:

b_0 = perímetro de la sección crítica y equivale a $2(b + l + 2d)$.

d = peralte efectivo de la zapata, donde se considera un recubrimiento de 10 cm.

Tal como se describió anteriormente se debe cumplir que $\phi V_c \geq V_u$, donde se tendrá que aumentar el peralte de la zapata de no satisfacerse esta condición.

5.5.4 Diseño por flexión

El modelo de la zapata se puede asemejar al de una viga en volado con la carga distribuida hacia arriba (**Figura 5.33**), por ese motivo, se genera un momento que tracciona las fibras inferiores de ésta.

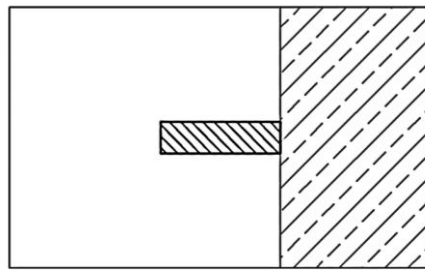


Figura 5.33 Sección en voladizo para el diseño por flexión.

Para cada dirección se puede calcular los momentos últimos por metro de ancho con las siguientes expresiones:

$$Mu_{x-x} = \frac{\sigma_u B v^2}{2} \quad (5.41)$$

$$Mu_{y-y} = \frac{\sigma_u L v^2}{2} \quad (5.42)$$

Obtenidos los valores de momento, el cálculo del acero de refuerzo por flexión se halla de la misma forma que se hizo con las losas, para este caso se utilizará nuevamente el parámetro Ku y las tablas de diseño de cuantía de acero. Por otra parte, se considerará una cuantía mínima del refuerzo inferior para la zapata de 0.0018 y la separación del acero no será mayor a 40 cm.

5.5.5 Diseño de la zapata aislada para la placa PL-04

El diseño de las zapatas para las placas no varía en cuanto al procedimiento que se sigue para el diseño de las zapatas para columnas. Sin embargo, se debe resaltar el hecho que se presentarán valores de momentos altos, lo cual provocará excentricidad

en la zapata y que debe tenerse en cuenta en el análisis. La **Tabla 5.20** muestra las fuerzas en la base de la placa PL-04.

Tabla 5.20 Cargas en servicio en la base de la placa PL-04.

	Pserv (ton)	Ms-x (ton-m)	Ms-y (ton-m)
CM	123.5	1.1	-3.4
CV	19.7	0.6	0.0
Sxx	48.4	160.7	60.4
Syy	18.0	66.1	135.8

Como primer paso del diseño, se procede a dimensionar la zapata usando solo las cargas en servicio. Para ello se calcula el área requerida con la expresión 5.30, y teniendo en cuenta que se trata de un suelo rígido, se le añade 5% de la carga total de gravedad. Además, se usa solo el 90% de la capacidad del terreno porque no se toma en cuenta aún los momentos flectores, obteniéndose así un área igual a 4.2 m².

Del resultado obtenido, se requiere un valor mayor a 4.2 m² y a la vez que no permita que esfuerzo admisible sea superado. Por lo tanto, las dimensiones que se desea obtener en la zapata deben permitir que se tenga un volado de 40 cm como mínimo en todos sus lados, teniendo en cuenta esto se decide tomar una sección de 3.1 x 3.4 m (ver **Figura 5.34**), de esta forma la zapata tomará los momentos sísmicos importantes.

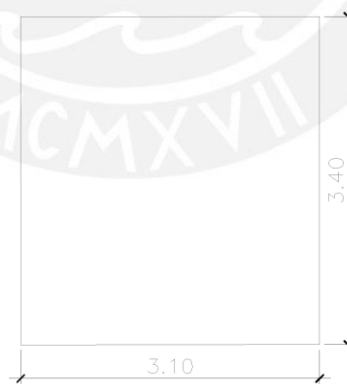


Figura 5.34 Dimensiones de la zapata para la placa PL-04.

Una vez definidas las dimensiones de la zapata, se procede a calcular σ_{max} y σ_{min} de la expresión 5.31. Considerando los momentos flectores de las sollicitaciones sísmicas, se verifica que ambos esfuerzos cumplan con los requerimientos especificados al inicio del

subcapítulo. Asimismo, se adiciona 30% más al esfuerzo admisible del suelo para el caso de sismo para ambas direcciones.

Dirección X-X

$$\sigma_{max} = \frac{(1.05) \times (123.5 + 19.7) + 48.4}{3.1 \times 3.4} + \frac{6 \times 160.7}{3.4 \times 3.1^2} = 48.38 < 52$$

$$\sigma_{min} = \frac{(1.05) \times (123.5 + 19.7) + 48.4}{3.1 \times 3.4} - \frac{6 \times 160.7}{3.4 \times 3.1^2} = -10.66 < 0$$

Dirección Y-Y

$$\sigma_{max} = \frac{(1.05) \times (123.5 + 19.7) + 18.0}{3.1 \times 3.4} + \frac{6 \times 135.8}{3.1 \times 3.4^2} = 38.72 < 52$$

$$\sigma_{min} = \frac{(1.05) \times (123.5 + 19.7) + 18.0}{3.1 \times 3.4} - \frac{6 \times 135.8}{3.1 \times 3.4^2} = -6.77 < 0$$

Como se observa en los resultados, σ_{min} resulta ser negativo (tracción) en ambas direcciones. Debido a estos esfuerzos de tracción, una parte de la zapata no estará en contacto con el suelo y su esfuerzo sería igual a 0. Por lo tanto, se redistribuirá los esfuerzos en forma triangular, de manera que permita asemejar el verdadero comportamiento de la zapata.

Luego aplicando las expresiones 5.32 y 5.33 para distribución triangular de presiones, se obtiene los siguientes resultados:

$$e_x = \frac{1.1 + 0.6 + 160.7}{(1.05) \times (123.5 + 19.7) + 48.4} = 0.68 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{3.4 + 135.8}{(1.05) \times (123.5 + 19.7) + 18.0} = 0.95 \text{ m}$$

$$\sigma_x = \frac{198.8}{(3 \times 3.4)(\frac{3.1}{2} - 0.68))} = 45 < 52 \text{ ok}$$

$$\sigma_y = \frac{168.4}{(3 \times 3.1)(\frac{3.4}{2} - 0.95))} = 48.6 < 52 \text{ ok}$$

Finalmente, las dimensiones colocadas cumplen con el requerimiento, por lo tanto, se procede a diseñar la zapata.

Verificación por cortante: se empieza con un peralte de 0.7 m para que los fierros anclen, luego se analiza en ambas direcciones para calcular V_u . En la **Tabla 5.21** se utilizaron todas las combinaciones de cargas para el cálculo del esfuerzo máximo en la zapata.

Tabla 5.21 Presiones máximas obtenidas de las combinaciones de carga en la zapata.

	Pu (ton)	Mux-x (ton-m)	$\sigma_{\max x-x}$ (ton/m ²)	Muy-y (ton-m)	$\sigma_{\max y-y}$ (ton/m ²)
1.4D+1.7L	206.4	2.6	20.1	-4.8	18.8
1.25(D+L)+S	227.4	162.9	51.5	131.6	40.7
1.25(D+L)-S	130.5	-158.6	41.5	-140.1	38.7
0.9D+S	159.6	161.7	44.8	132.8	34.5
0.9D-S	62.7	-159.8	35.3	-138.9	32.1

Para un $d = 0.6 \text{ m}$ y utilizando las expresiones 5.36 y 5.38, respectivamente:

$$V_u = 51.5 \times (1.05 - 0.6) = 20.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 60 = 39.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\phi V_c > V_u \rightarrow \text{cumple}$$

Debido a que la condición se cumple, el peralte asumido es suficiente para resistir la cortante última.

Verificación por punzonamiento: para el análisis por punzonamiento, se define que la falla se presentará a una distancia de $d/2$ de la cara del muro, en el que al igual que la falla por corte, se debe verificar $\phi V_c \geq V_u$. De la expresión 5.39 se obtiene:

$$A_0 = 3.1 \text{ m}^2$$

$$V_u = 51.5(10.54 - 3.1) = 407.7 \text{ ton}$$

Usando la ecuación 5.40 se calcula la resistencia de diseño del concreto:

$$b_0 = 8.9 \text{ m}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 890 \times 60 = 698 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \rightarrow \text{cumple}$$

Por lo tanto, el peralte hallado resulta suficiente para que no haya falla por punzonamiento, siendo la dimensión final $h = 0.70 \text{ m}$.

Diseño por flexión: con el peralte definido, se calculará el refuerzo que tendrá que poseer la zapata en ambas direcciones para resistir de manera adecuada los momentos. El refuerzo será obtenido teniendo en cuenta las longitudes de los volados, obteniéndose el momento flector a la cara del muro, usando las ecuaciones 5.41 y 5.42 para las direcciones respectivas. La **Tabla 5.22** muestra el procedimiento que se sigue para el diseño en ambas direcciones.

Tabla 5.22 Diseño de refuerzo inferior.

	X-X	Y-Y
$\sigma_{\max} \text{ (ton/m}^2\text{)}$	51.5	51.5
Volado (m)	1.05	1.2
d (m)	0.6	
Mvolado (ton-m/m)	28.4	37.1
Ku	7.9	10.3
ρ	0.21%	0.28%
As (cm ² /m)	12.6	16.8
As colocado (cm ² /m)	14.2	18.9
	$\phi 3/4" @ 0.20$	$\phi 3/4" @ 0.15$

El acero mínimo resultante fue de $12.6 \text{ cm}^2/\text{m}$, por lo tanto, los valores de acero colocados cumplen con este requisito de la Norma. Finalmente, en la **Figura 5.35** se presenta el diseño final de la zapata para la placa PL-04.

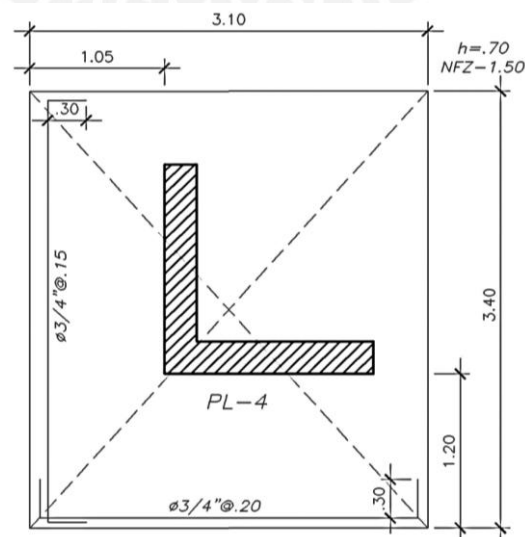


Figura 5.35 Distribución de acero y dimensiones de la zapata de PL-04.

5.5.6 Diseño de la zapata combinada para las placas PL-05

El uso de las zapatas combinadas corresponde al caso donde la distancia entre dos o más elementos verticales es reducida o cuando las áreas de las zapatas se traslapan. A continuación, se mostrará el diseño de la zapata para las placas PL-05.

Tal como en el anterior caso se usarán las cargas en servicio para el dimensionamiento inicial, en la **Tabla 5.23** se muestran los valores correspondientes:

Tabla 5.23 Cargas en servicio en la base de las placas PL-05.

	Pserv (ton)	Ms-x (ton-m)	Ms-y (ton-m)
CM	259.9	-1.9	-4.5
CV	45.2	-0.7	1.9
Sxx	87.0	80.3	127.9
Syy	35.0	59.4	500.7

En la tabla los valores de cargas en servicio resultan de la suma de las solicitaciones de ambas placas. Como se observa, los valores más desfavorables son en la dirección Y-Y, por lo que para el dimensionamiento se hará considerando esto y, al igual que en el anterior caso, se utilizará el 90% del esfuerzo del suelo.

De los cálculos respectivos se obtuvo un área de 8.9 m², se buscó que los volados tuvieran al menos 70 cm de largo, es así que se llega a tener una zapata de 3.90 x 5.90 m. Luego usando estos valores para comprobar que los esfuerzos no sobrepasan el admisible se obtuvo lo siguiente:

$$\sigma_{max} = \frac{(1.05) \times (259.9 + 45.2) + 35}{3.9 \times 5.9} + \frac{6 \times 500.7}{5.9 \times 3.9^2} = 49 < 52 \text{ ok}$$

$$\sigma_{min} = \frac{(1.05) \times (259.9 + 45.2) + 35}{3.9 \times 5.9} - \frac{6 \times 500.7}{5.9 \times 3.9^2} = -18 < 0$$

El valor negativo obtenido hace evidente que la distribución será triangular, puesto que una parte de la zapata está a tracción. Usando la expresión triangular nuevamente, se obtiene que $\sigma_{max} = 11.7 \text{ ton/m}^2$, verificando que es menor al valor admisible del suelo amplificado se procede a seguir con el diseño.

Verificación por cortante: se empieza con un valor de d igual a 0.60 m, por otra parte, el esfuerzo último del suelo se obtiene a partir de las combinaciones de carga última.

Tabla 5.24 Presiones máximas obtenidas de las combinaciones de carga en la zapata.

	Pu (ton)	Mux-x (ton-m)	$\sigma_{\max x-x}$ (ton/m ²)	Muy-y (ton-m)	$\sigma_{\max y-y}$ (ton/m ²)
1.4D+1.7L	440.7	-3.8	19.3	-3.0	19.4
1.25(D+L)+S	468.4	77.1	23.8	497.5	51.4
1.25(D+L)-S	294.4	-83.5	16.5	-503.9	48.7
0.9D+S	320.9	78.7	17.4	496.7	44.9
0.9D-S	146.9	-82.0	10.0	-504.8	42.4

Trabajando con el máximo esfuerzo en la dirección más desfavorable (Y-Y), se analiza el volado en la dirección X-X:

$$Vu = 10.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \quad \phi Vc = 39.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\phi Vc > Vu \rightarrow \text{cumple}$$

Como se puede observar, se cumple el requisito de resistencia para esta zona de la zapata, sin embargo, en la parte central ϕVc no llega a ser mayor. Como se muestra en el DFC de la **Figura 5.36**, el valor de Vu a una distancia d era de 48.8 ton. Por lo tanto, el valor de 0.6 m no era suficiente y se aumentó el peralte a 0.8 m. De esta forma, el nuevo valor de Vu en el tramo central era de 38.5 ton y con $\phi Vc = 52.2 \text{ ton}$ se cumplía el requisito de resistencia para ambos casos.

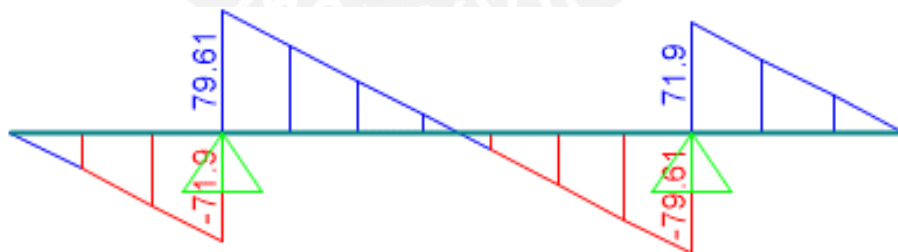


Figura 5.36 DFC del tramo en dirección X-X de la zapata combinada (ton).

Verificación por punzonamiento: tanto el área (A_0) como el perímetro (b_0) de la sección crítica serán el doble, pues se trata de dos elementos verticales con la misma geometría.

$$Vu = 878.8 \text{ ton} \quad \phi Vc = 1807.1 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \rightarrow \text{cumple}$$

Diseño por flexión: se analiza en la dirección X-X, idealizando el tramo de la zapata como una viga simplemente apoyada con volados. En la **Figura 5.37** se muestran los valores de los momentos en los apoyos y en el tramo central.

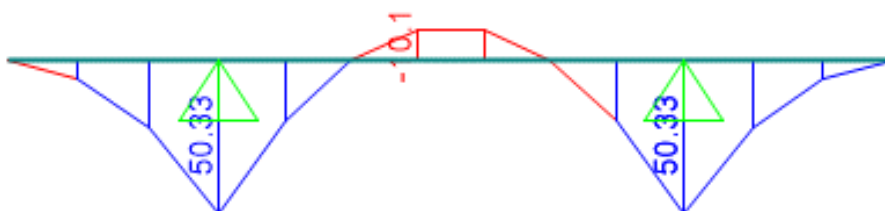


Figura 5.37 DMF del tramo en dirección X-X de la zapata combinada (ton-m).

A continuación, se muestra en la **Tabla 5.25** los resultados del diseño de acero tanto para el volado como para la parte central del tramo.

Tabla 5.25 Diseño de refuerzo inferior y superior.

	Volado	Tramo central
σ_{max} (ton/m ²)	51.4	51.4
Volado (m)	1.28	-
d (m)	0.8	
Mvolado (ton-m)	42.1	10.1
Ku	6.6	1.6
ρ	0.17%	0.04%
As (cm ² /m)	13.6	3.2
As colocado (cm ² /m)	18.9	18.9
	$\phi 3/4" @ 0.15$	$\phi 3/4" @ 0.15$

Como se observa en la tabla, debido a que el $As_{min} = 16.2 \text{ cm}^2/\text{m}$ al ser mayor que los valores de aceros obtenidos, es el que controla el diseño, por lo tanto, se colocarán barras de $\phi 3/4" @ 0.15$ cumpliéndose así este requisito.

Por otra parte, se hizo un análisis en las dos direcciones en la zapata usando el SAP2000, para corroborar los resultados del diseño en la dirección X-X y, al mismo tiempo, calcular los aceros en la dirección Y-Y, obteniéndose lo siguiente:

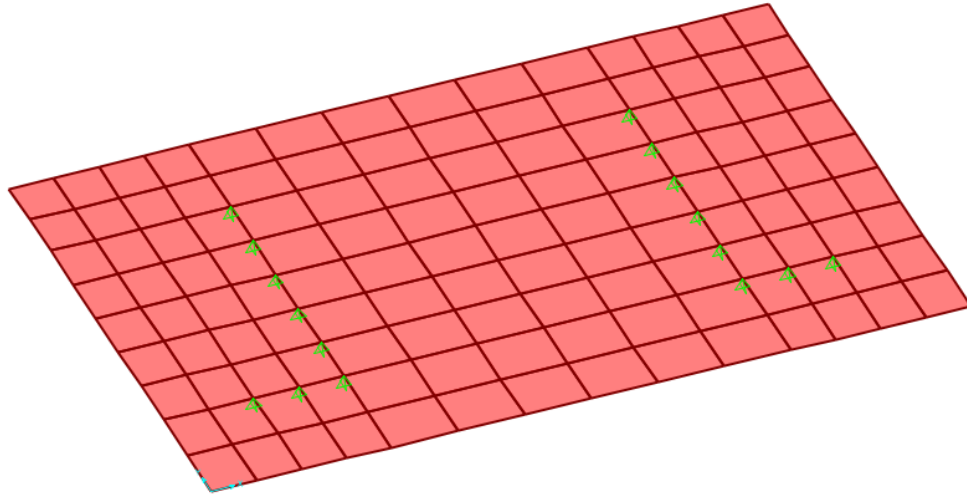


Figura 5.38 Modelo en SAP2000 de la zapata combinada de las placas PL-05.

Análisis en X-X:

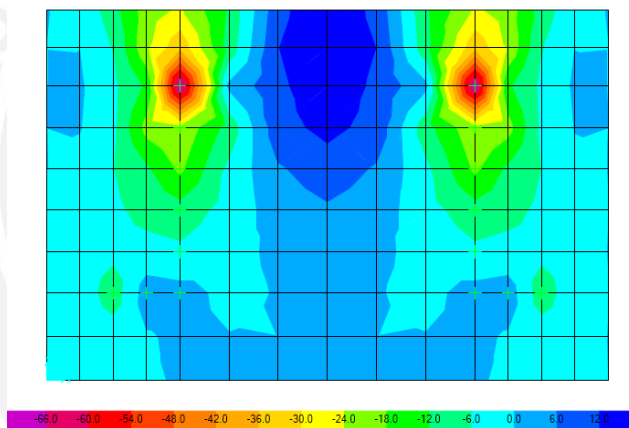


Figura 5.39 Diagrama de momentos MXX en la zapata combinada ($\sigma_u = 51.4 \text{ ton/m}^2$).

Tabla 5.26 Diseño de refuerzo inferior y superior.

	Volado	Tramo central
d (m)	0.8	
Mvolado (ton-m)	48.8	16.9
Ku	7.6	2.6
ρ	0.21%	0.07%
As (cm ²)	16.8	5.6
As colocado	$\phi 3/4" @ 0.15$	$\phi 3/4" @ 0.15$
Asmin (cm ² /m)	16.2	16.2

Análisis en Y-Y:

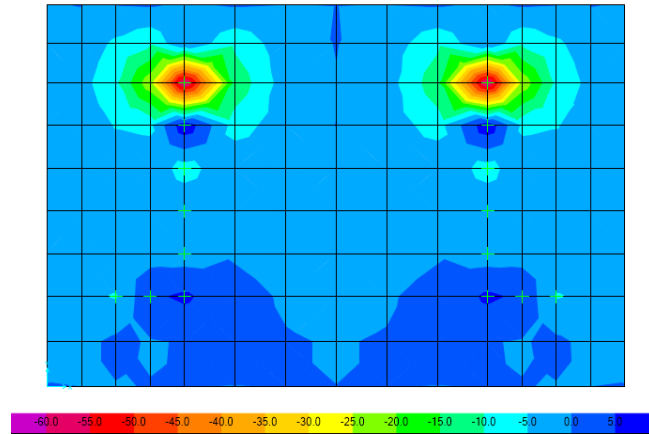


Figura 5.40 Diagrama de momentos M_{YY} en la zapata combinada ($\sigma_u = 51.4 \text{ ton/m}^2$).

Tabla 5.27 Diseño de refuerzo inferior y superior.

	Volado
d (m)	0.8
Mvolado (ton-m)	62.3
Ku	9.7
ρ	0.26%
As (cm ²)	20.8
As col	$\phi 1" @ 0.20$
Asmin (cm ² /m)	16.2

Finalmente, la **Figura 5.41** presenta el armado final de la zapata combinada:

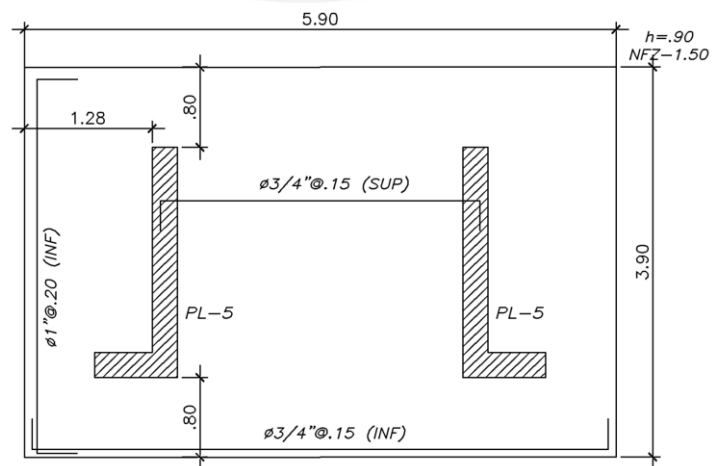


Figura 5.41 Armado final de la zapata combinada.

5.6 Diseño de elementos estructurales adicionales

5.6.1 Diseño de escaleras

Las escaleras son elementos estructurales cuya función es la de conectar los distintos niveles de una edificación y generalmente no forman parte de la estructura, es decir, su aporte a la rigidez lateral a la edificación es despreciable. Son diseñadas tomando en cuenta que trabajan como losas en una sola dirección considerando solo cargas de gravedad, por lo tanto, solo se toma en cuenta el diseño por flexión y corte. En ese sentido, el análisis que se realizará será igual al de las losas macizas en una dirección simplemente apoyadas.

Como ejemplo se diseñará el primer tramo de la escalera principal del edificio y se consideran los siguientes datos:

- p : 25 cm (paso)
- cp : 17 cm (contrapaso)
- t : 15 cm (espesor de garganta)
- b : 120 cm (ancho de escalera)

Metrado de cargas

Para el cálculo del peso propio en el tramo inclinado de la escalera, se usa la siguiente expresión:

$$\omega_{pp} = \gamma_{concreto} \times \left(\frac{cp}{2} + t \times \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2} \right) \quad (5.43)$$

Resolviendo la ecuación para los datos propuesto, se obtiene $\omega_{pp} = 0.57 \frac{ton}{m^2}$. En la

Tabla 5.28 se presentan los valores obtenidos tanto para el tramo inclinado como para la losa horizontal:

Tabla 5.28 Cargas en tramos para el diseño de la escalera.

Tramo	Inclinado	Descanso
Wpp (ton/m ²)	0.57	0.48
Acabado (ton/m ²)	0.1	0.1
Wd = Wpp + Acabado (ton/m ²)	0.67	0.58
Wl (ton/m ²)	0.2	0.2
Wu' = 1.4Wd + 1.7Wl (ton/m ²)	1.28	1.15
Wu = Wu' x b (ton/m)	1.53	1.38

De la aplicación de estas cargas distribuidas en estado último, utilizando el modelo de la **Figura 5.42** para el análisis por cargas de gravedad respectivo, se obtienen los diagramas de fuerza cortante y de momento flector **Figura 5.43** y **5.44**:

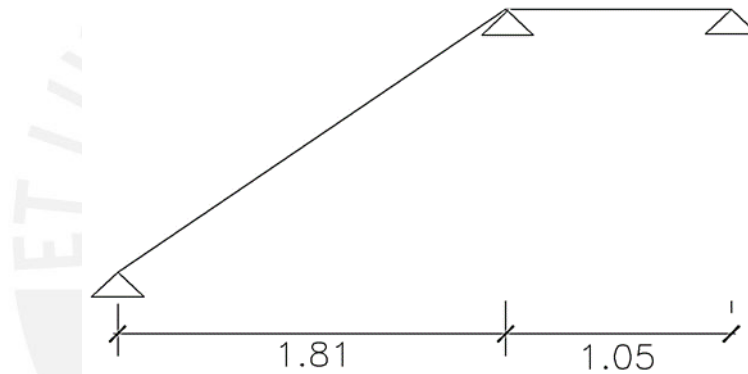


Figura 5.42 Modelo simplificado de la escalera.

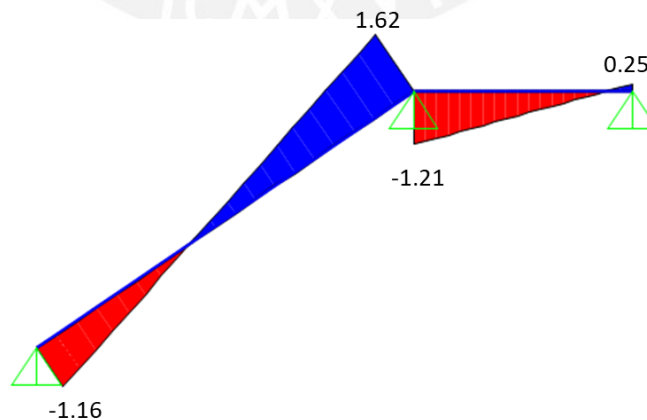


Figura 5.43 Diagrama de fuerzas cortantes (ton).

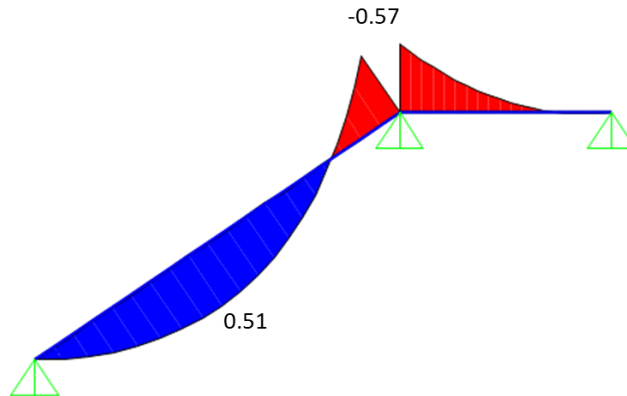


Figura 5.44 Diagrama de momento flector (ton-m).

Diseño por corte

Para este caso, la verificación por corte será hara tomando en cuenta los siguientes valores: $b = 100 \text{ cm}$ y $d = 12 \text{ cm}$, que al ser reemplazado en la fórmula de diseño por corte 5.17 se obtiene:

$$\phi V_c = 7.83 \text{ ton}$$

Del DFC de la **Figura 5.43**, el valor máximo de cortante V_u es 1.62 ton, por lo tanto, se satisface los requerimientos del diseño por corte.

Diseño por flexión

Del DMF de la **Figura 5.44** se obtiene el valor máximo positivo $M_u = 0.51 \text{ ton} - \text{m}$, calculando el acero por flexión, usando el parámetro K_u , se tiene lo siguiente:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{0.51}{100 \times 12^2} = 2.22$$

$$\rho = 0.06\%$$

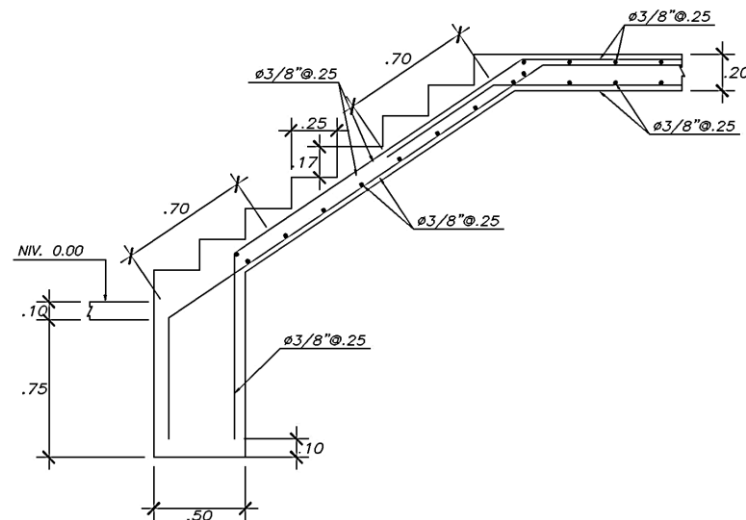
$$A_s = 0.72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Calculando el acero mínimo de la expresión 5.10:

$$A_{smin} = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como se observa, el acero mínimo supera al acero requerido por lo que este valor controlará el diseño. Por lo tanto, se considerará barras de $\phi 3/8'' @ 25\text{cm}$, tanto

longitudinal como transversalmente. La **Figura 5.45** muestra el armado de la escalera diseñada.



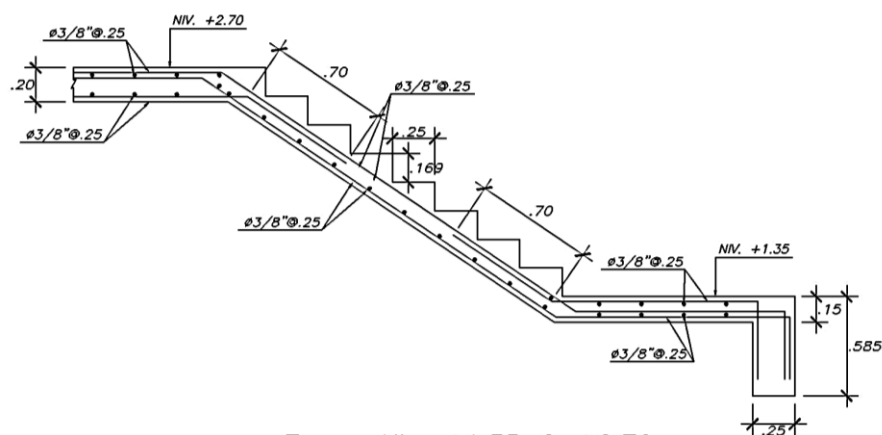
Tramo Niv. +0.00 @ +1.35

Escalera 1

Figura 5.45 Armado del primer tramo de la escalera.

Como se aprecia, el armado del acero a colocarse será en dos capas, excepto el refuerzo transversal en el tramo inclinado que solo será inferior, esto debido a que la flexión es positiva para ese tramo.

Por otra parte, en la **Figura 5.46** se muestra el armado del tramo típico que se repetirá en todo lo alto de la escalera.



Tramo Niv. +1.35 @ +2.70

Escalera 1

ESC. 1/25

Figura 5.46 Armado del tramo típico de la escalera.

6 Comentarios y conclusiones

A. Comentarios

-La arquitectura que se utilizó para esta tesis proviene de un proyecto existente, el cual se modificó hasta cierto punto para que pueda ser manejable y así convertirlo en un ejercicio académico en condiciones reales.

-El proceso de estructuración requirió una cantidad 30 iteraciones, de tal manera que el edificio cuente con la rigidez apropiada en ambos sentidos, es así que se aprovechó la simetría del eje Y-Y y a lo largo de éste, para colocar placas en ese sentido. Por otra parte, la arquitectura imposibilitaba colocar suficientes muros en la dirección X-X es por ello que en las esquinas y en las fachadas se dispusieron placas en forma de L y T, respectivamente, para así solucionar también el problema de torsión que era ocasionado por la concentración de muros de la caja de ascensores.

-Para el predimensionamiento de los elementos estructurales se utilizaron recomendaciones y métodos empíricos, sin embargo, se debe verificar que las dimensiones obtenidas sean adecuadas mediante un mayor análisis, es decir, que resistan solicitaciones sísmicas y en el diseño en sí.

-Para el análisis sísmico se usaron los requerimientos de la NTE E.030 del año 2016, sin embargo, se ha aprobado la NTE E.030 del 2018, siendo este último en el que se definieron cambios para la determinación de las irregularidades en una estructura. Una de estas modificaciones establecidas tiene que ver con la verificación de irregularidad de piso blando, en el que se evalúa solo la relación de las rigideces de entrepiso y ya no la de los desplazamientos. En tal sentido, este cambio podría afectar los análisis presentados, sin embargo, no se alterará el desarrollo hecho con la Norma del año 2016.

-Se debe resaltar el hecho que el uso del programa fue mínimo, debido a que se priorizó el uso de cálculos manuales para el diseño, ya que resulta muchas veces riesgoso confiar en los resultados que se obtienen sin comprender realmente su significado. Por tal motivo, se debe entender que el ETABS no es un fin sino más bien una herramienta en el diseño.

B. Conclusiones

-Del análisis modal, los periodos fundamentales que se obtuvieron para cada dirección fueron 0.49s para X-X y 0.42s para Y-Y, a partir de los cuales se puede verificar el comportamiento del edificio en cada dirección. Por lo tanto, la estructura es más rígida en la dirección Y-Y debido a que se tiene mayor longitud de muros de corte y en la dirección X-X es menos rígida debido a la poca densidad de muros que se pudieron colocar.

-Del análisis sísmico, los valores de deriva de entrepiso obtenidos para la dirección X-X e Y-Y, fueron de 4.7‰ y 4.2‰, respectivamente. Considerando la densidad de muros presente, los valores de derivas obtenidos concuerdan con el sistema estructural de la edificación. Por otra parte, no fue necesario tener muros demasiado largos en la dirección Y-Y (especialmente en los linderos), sino que se colocaron las longitudes necesarias de tal modo que se cumpla con la deriva máxima establecido en la Norma (7‰).

-Debido a la configuración arquitectónica y estructural y en gran medida a la simetría que existe, los movimientos torsionales en planta fueron reducidos al mínimo para ambas direcciones de análisis.

-Resultó importante amplificar las cargas sísmicas que se obtuvieron tal como se indica en la NTE E.030, de tal forma que la fuerza cortante dinámica debe de ser por lo menos el 80% (regular) del análisis estático. Esto implicó amplificar las cargas sísmicas para cada dirección de análisis, 1.06 en X-X y 1.10 en Y-Y, para satisfacer la exigencia y estar más del lado de la seguridad.

-Para el proceso del diseño estructural, en relación a los requerimientos de la NTE E.060, en los elementos como vigas, columnas y placas gobierna el diseño por capacidad, es decir, se tuvo prioridad evitar la falla frágil por corte.

-Con los valores obtenidos hasta el momento se puede afirmar que el sistema estructural de muros y pórticos de concreto tienen un mejor desempeño respecto a la resistencia sísmica en comparación a un sistema de solo pórticos. La Norma establece una serie de requerimientos para estos últimos que son difíciles de satisfacer como lo son unión columna fuerte-viga débil, fuerzas cortantes amplificadas por 1.25 y límite de derivas del

7‰. Por lo tanto, en edificios altos el uso de placas debe ser importante, siendo las columnas como elementos complementarios.

-Del análisis por flexión biaxial de la placa PL-04, se demuestra que a diferencia de lo que se indica en la Norma, ambas alas están participando ante la demanda de las cargas, especialmente momentos y compresión axial. Asimismo, en los resultados se puede evidenciar que la esquina de la placa estará sometida a esfuerzos de tracción importantes, por lo cual esa zona es más vulnerable a sufrir daños ante una eventualidad sísmica. Por lo tanto, podría ser recomendable aumentar el espesor o colocar un núcleo de más espesor, similar a una columna en la esquina, de forma que no falle ante las tracciones.

A pesar de que la Norma permite trabajar cada ala por separado considerando un ancho efectivo, es posible verificar esta condición para placas en L y T usando las nociones básicas de resistencia de materiales, compatibilidad y equilibrio. De esta forma se reproduce de manera más próxima el verdadero comportamiento de la placa sometida a flexión biaxial.

Tanto del análisis manual como el usado con software nos dan resultados parecidos lo que indica que el armado de acero es correcto. Las indicaciones que siguen la Norma son muy conservadoras pues asumen que el sismo actúa solo en una dirección, por lo tanto, lo que se hizo es profundizar un poco más en el análisis de estos casos y así poder establecer un punto de partida para futuros temas de este tipo de análisis.

-Con respecto a las cimentaciones, debido a que no existen elementos verticales que están en los laterales y que coincidan con algún límite de propiedad, no fue necesario el uso vigas de cimentación, ya que no se presentan zapatas excéntricas. Por otra parte, se debe resaltar el hecho que se prefirió profundizar más la zapata para el ascensor ya que estos tomaban momentos muy altos, con lo cual se hubiera considerado una zapata de un peralte considerable o de una área muy grande, cuya construcción no resultaba viable.

7 Bibliografía

- Bazán E. & Meli R. (2004). Diseño Sísmico de Edificios. México: Editorial Limusa.
- Blanco, A. (1997). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú, Colección del Ingeniero Civil.
- Blanco A. et al. (2015). Conferencia Conceptos de Diseño Estructural de Muros de Concreto Armado en el Perú. Consulta: 8 de setiembre de 2018. <http://www.abbings.com/descargas/muros_de_concreto_agosto_2015.pdf>
- Harmsen T. (2005). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- León, J & Chávez, R (2015). Diseño de un edificio de concreto armado de 5 niveles. Lima: Depositorio de tesis PUCP.
- Cisneros, A. (2016). Diseño en concreto armado de un edificio multifamiliar de siete pisos sin sótano. Lima: Repositorio digital de tesis PUCP.
- Loa, G. (2017). Diseño estructural de un edificio de concreto armado de seis pisos y dos sótanos. Lima: Repositorio digital de tesis PUCP.
- Acedo, R. (2013). Diseño de un edificio de oficinas de concreto armado de siete niveles y dos sótanos. Lima: Repositorio digital de tesis PUCP.
- Schawartzmann, N. (2013). Diseño de un edificio de oficinas de concreto armado de once pisos. Lima: Repositorio digital de tesis PUCP.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2014). Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento/SENCICO.
- Muñoz, A. (2015). Ingeniería Sismorresistente. Lima.
- Ottazzi, G. (2014). Apuntes del Curso Concreto Armado 1. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- San Bartolomé A. (1998). Análisis de Edificios. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- Wight, J. & MacGregor J. (2009). Reinforced Concrete: Mechanics and design. New Jersey: Pearson Education.

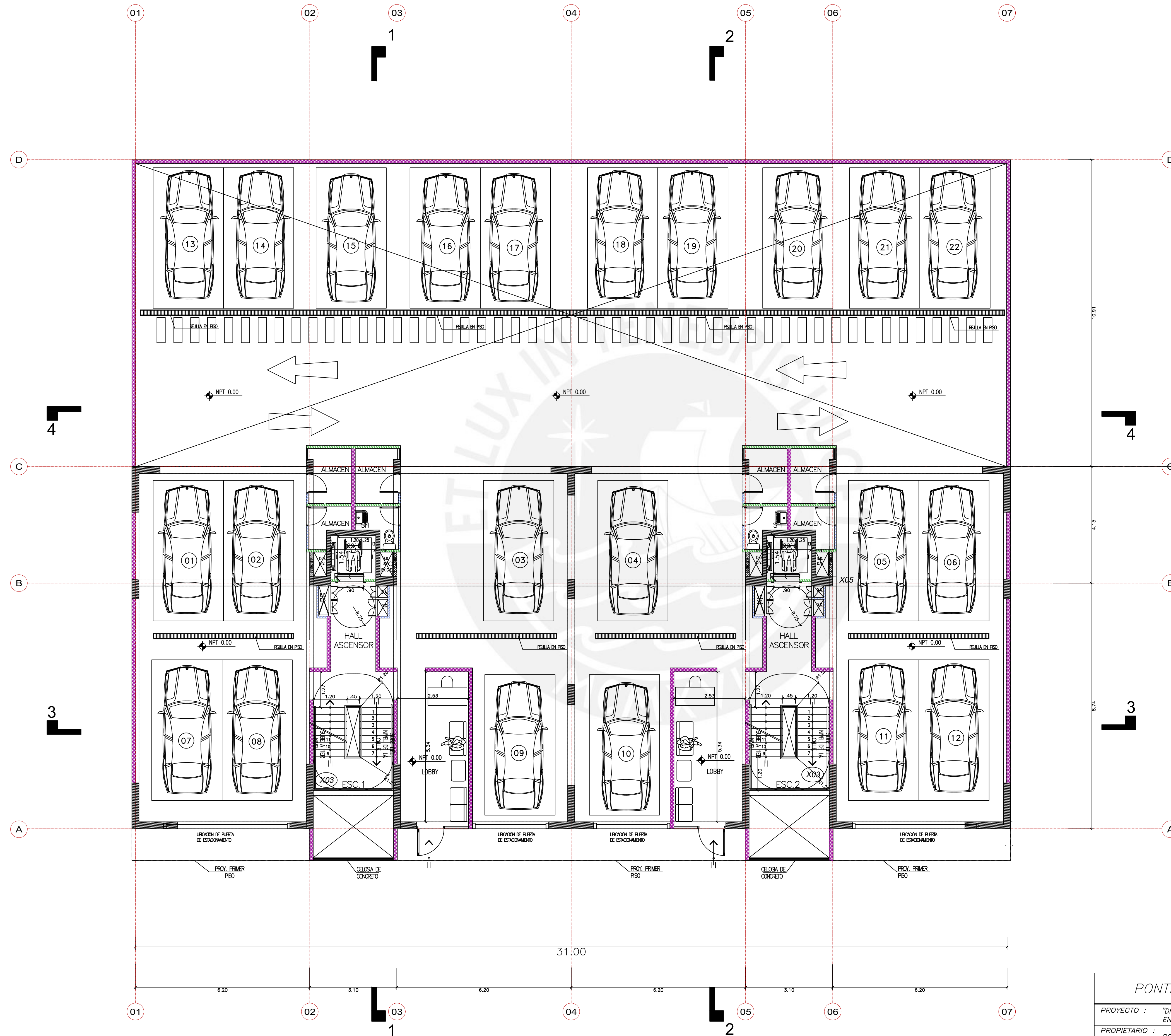
8 Anexos

PLANOS DE ARQUITECTURA

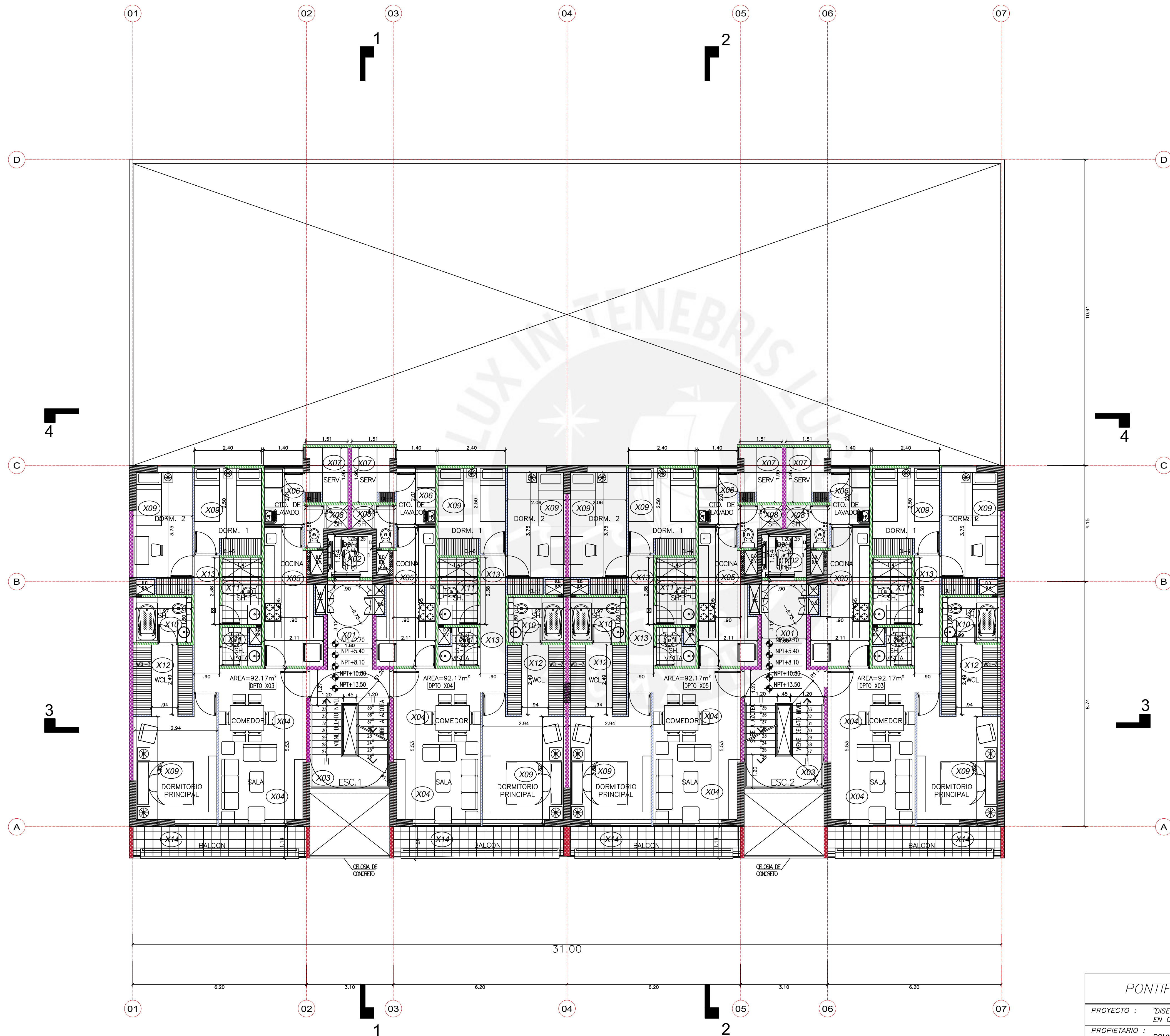
- **A-01:** 1ER PISO - ESTACIONAMIENTOS
- **A-02:** PLATA TÍPICA - 2DO AL 6TO PISO
- **A-03:** CORTE 1-1
- **A-04:** CORTE 2-2
- **A-05:** CORTE 3-3
- **A-06:** CORTE 4-4
- **A-07:** ELEVACIÓN

PLANOS DE ESTRUCTURAS

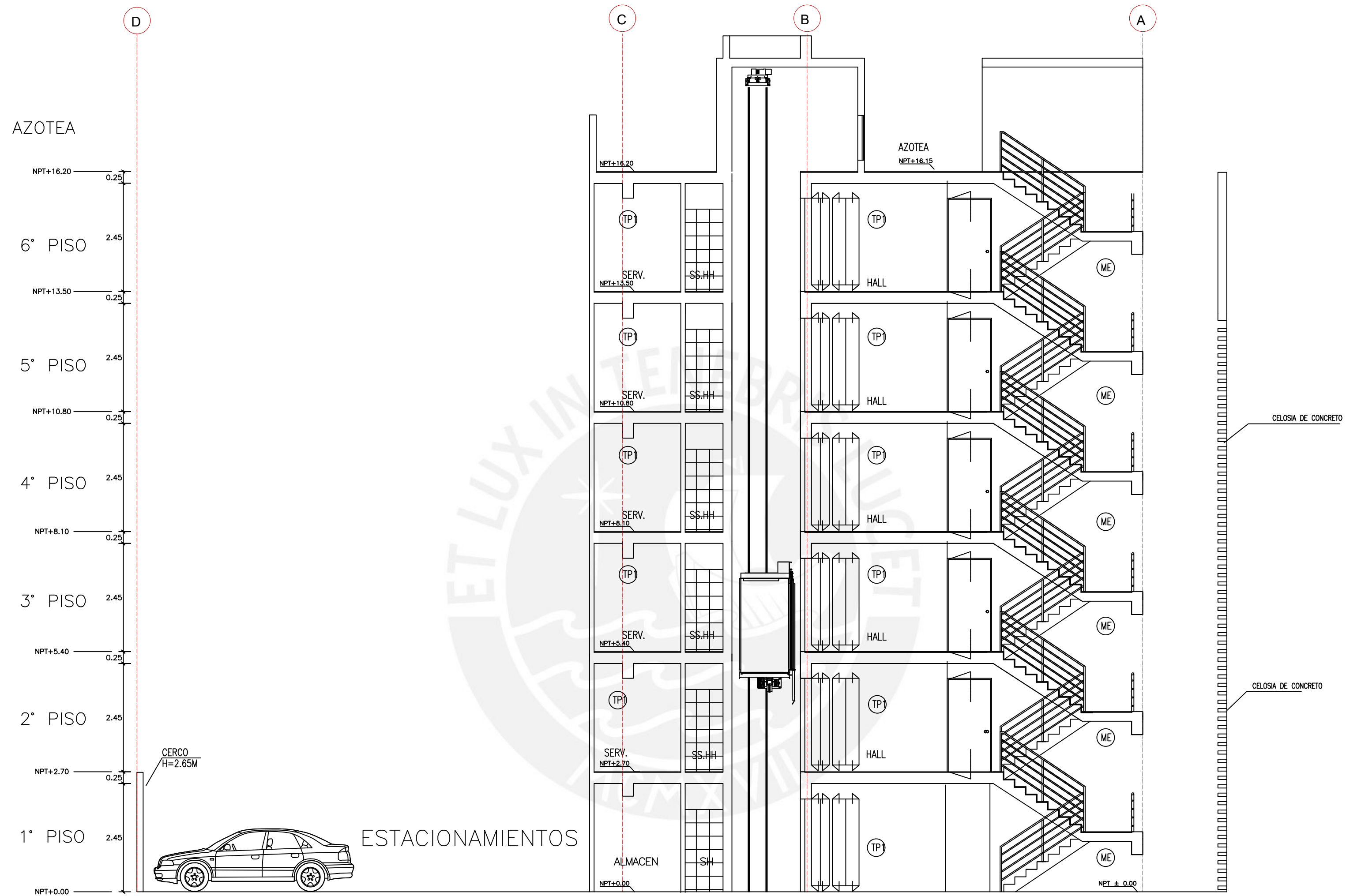
- **E-01:** CIMENTACIONES
- **E-02:** PLACAS, COLUMNAS Y ESCALERAS
- **E-03:** ENCOFRADO DEL 1ER AL 6TO PISO
- **E-04:** VIGAS
- **E-05:** VIGAS DE AZOTEA



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				
PROYECTO : "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SEIS PISOS EN CONCRETO ARMADO"				LAMINA N°: A-01
PROPIETARIO : ROMMEL ARTURO CÁRDENAS GONZÁLEZ				
PLANO : 1ER PISO-ESTACIONAMIENTOS				
DISEÑO : RACG	DIBUJO : RACG	ESCALA : 1 / 75	FECHA : AGOSTO 2019	
PROYECTO N° :				



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				
PROYECTO : "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SEIS PISOS EN CONCRETO ARMADO"				LAMINA N°: A-02
PROPIETARIO : ROMMEL ARTURO CÁRDENAS GONZÁLEZ				
PLANO : PLANTA TÍPICA-2DO AL 6TO PISO				
DISEÑO : RACG	DIBUJO : RACG	ESCALA : 1 / 75	FECHA : AGOSTO 2019	
PROYECTO N° :				



CORTE 1-1
1:75

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO : "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SEIS PISOS EN CONCRETO ARMADO"

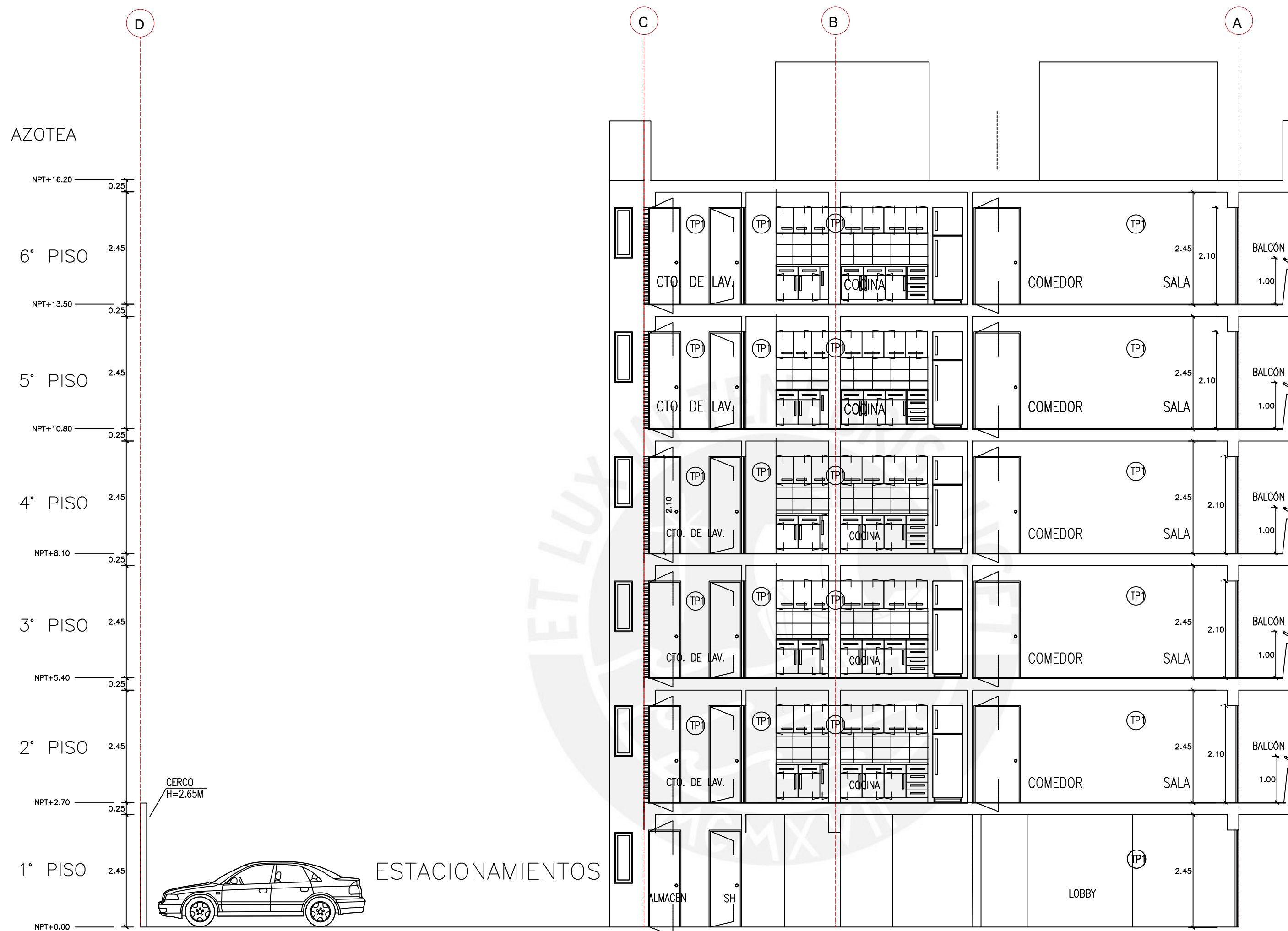
LAMINA N°:

PROPIETARIO : ROMMEL ARTURO CÁRDENAS GONZÁLEZ

PLANO : CORTE 1-1

A-03

DISEÑO : RACG	DIBUJO : RACG	ESCALA : 1 / 75	FECHA : AGOSTO 2019	PROYECTO N° :
---------------	---------------	-----------------	---------------------	---------------



CORTE 2-2
1:75

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO : "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SEIS PISOS EN CONCRETO ARMADO"

LAMINA N°:

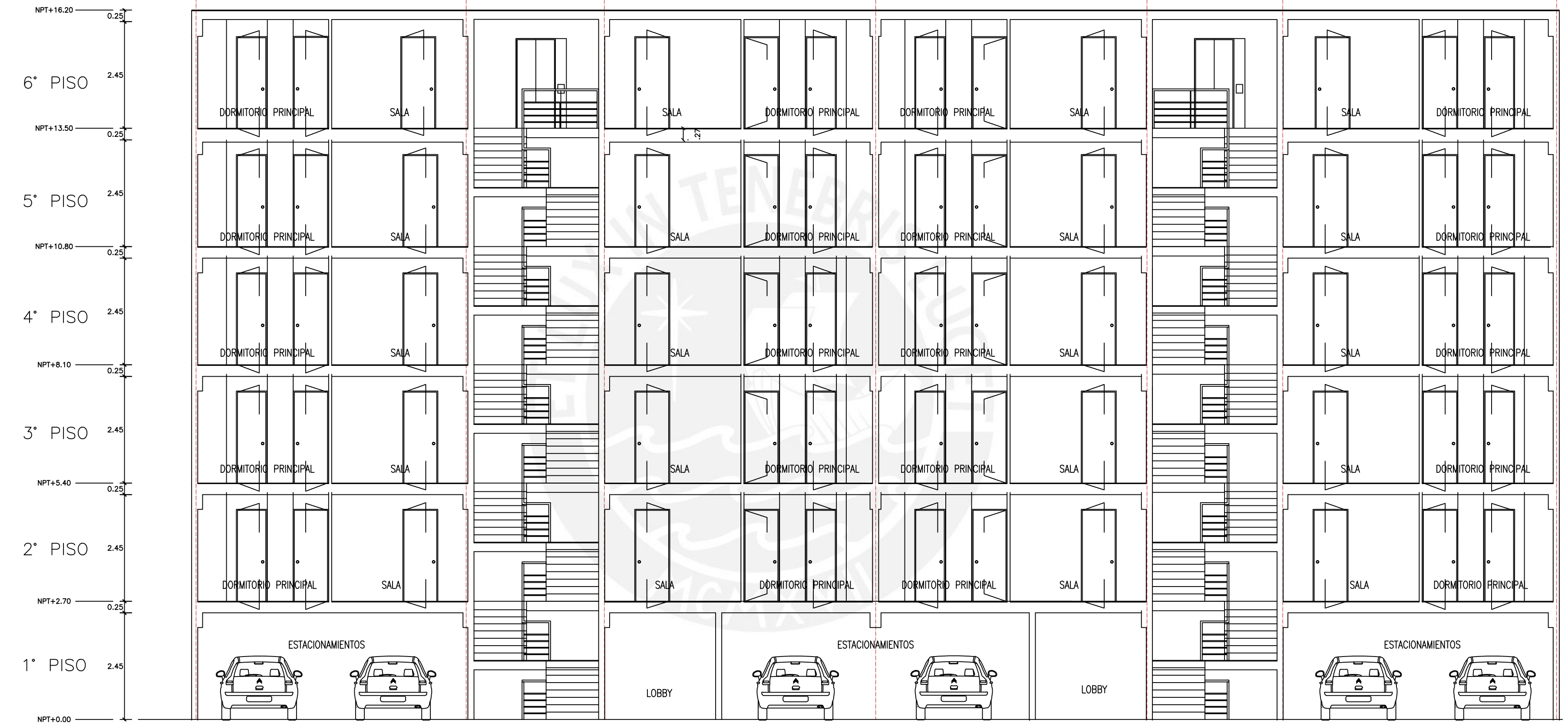
PROPIETARIO : ROMMEL ARTURO CÁRDENAS GONZÁLEZ

PLANO : CORTE 2-2

A-04

DISEÑO : RACG	DIBUJO : RACG	ESCALA : 1 / 75	FECHA : AGOSTO 2019	PROYECTO N° :
---------------	---------------	-----------------	---------------------	---------------

AZOTEA



CORTE 3-3
1:75

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO : "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SEIS PISOS EN CONCRETO ARMADO"

LAMINA N°:

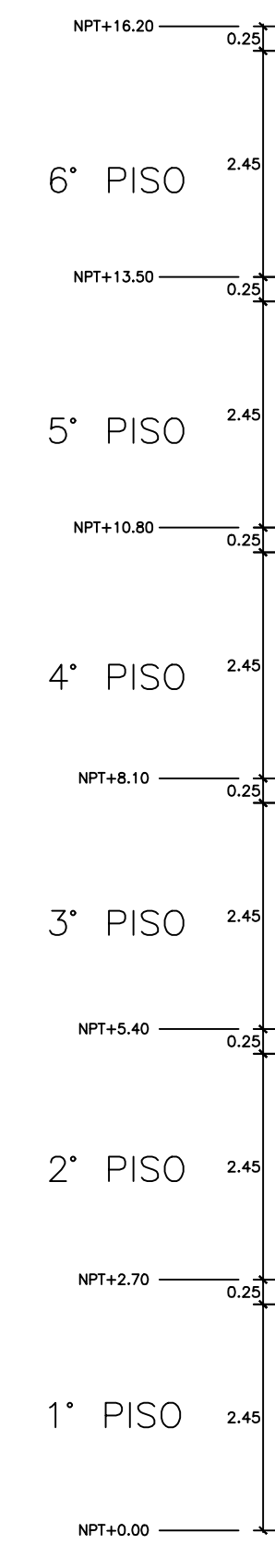
PROPIETARIO : ROMMEL ARTURO CÁRDENAS GONZÁLEZ

PLANO : CORTE 3-3

A-05

DISEÑO : RACG	DIBUJO : RACG	ESCALA : 1 / 75	FECHA : AGOSTO 2019	PROYECTO N° :
---------------	---------------	-----------------	---------------------	---------------

AZOTEA



ELEVACION
1:75

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO : "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SEIS PISOS
EN CONCRETO ARMADO"

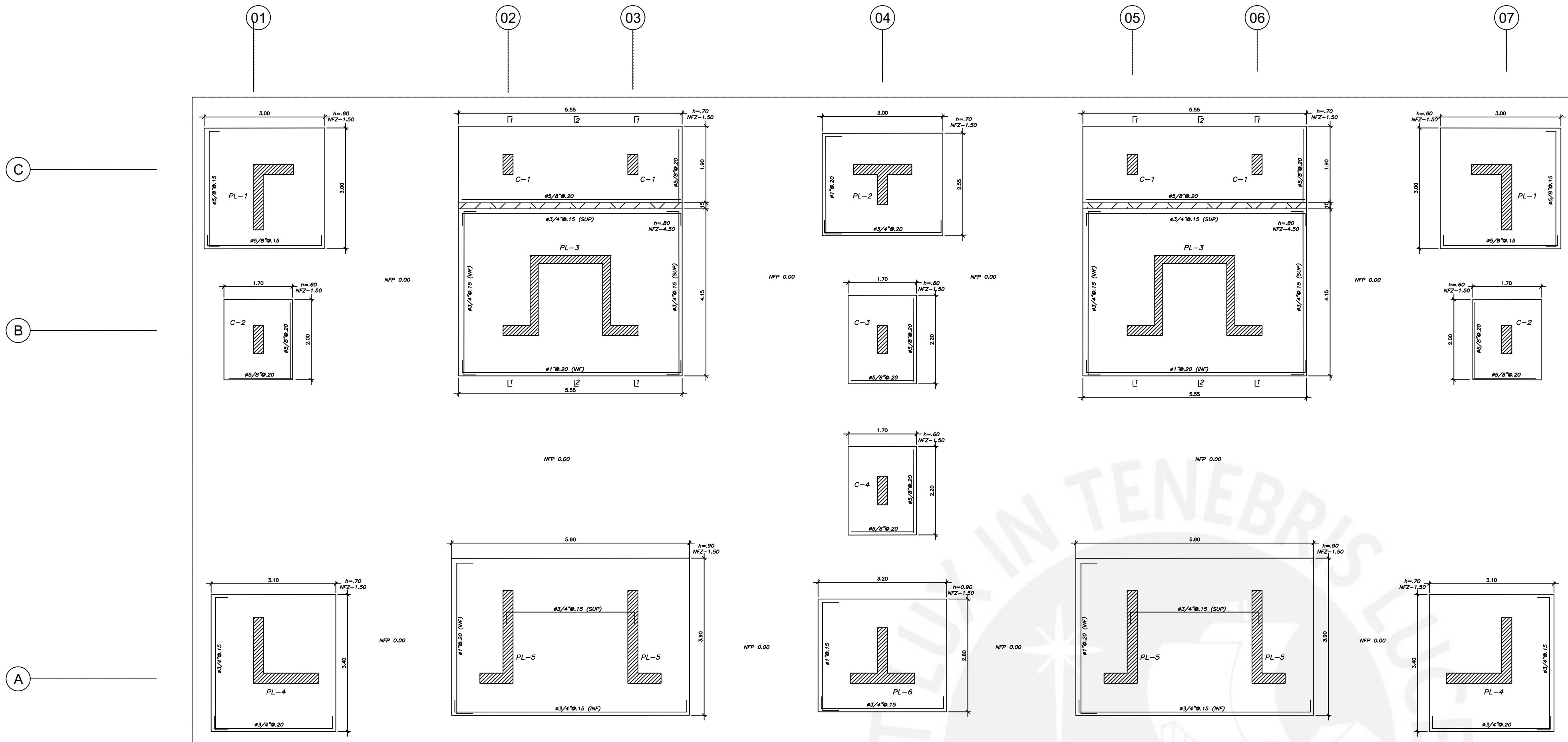
LAMINA N°:

PROPIETARIO : ROMMEL ARTURO CÁRDENAS GONZÁLEZ

PLANO : ELEVACIÓN

A-07

DISEÑO : RACG	DIBUJO : RACG	ESCALA : 1 / 75	FECHA : AGOSTO 2019	PROYECTO N° :
---------------	---------------	-----------------	---------------------	---------------



LEYENDA

NFP. = NIVEL FALSO PISO
NFZ. = NIVEL FONDO ZAPATA
NFC. = NIVEL FONDO CIMIENTO
NFFZ. = NIVEL FONDO FALSA ZAPATA
NFV. = NIVEL FONDO DE VIGA

CIMENTACIÓN

- 1) PARA EL TRAZADO DE CIMENTACIÓN VER ARQUITECTURA
- 2) PARA CONFORMAR EL RELLENO USAR AFIRMADO COMPACTADO AL 95% PROCTOR MODIFICADO EN CAPAS DE 20cm.
- 3) EN CASO QUE A LA PROFUNDIDAD INDICADA AUN NO SE ENCUENTRE LA GRAÑA PROFUNDIDAD EXCAVACIÓN HASTA PENETRAR 20cm. EN DICHO ESTRATO Y VACIAR FALSA ZAPATA PARA LA FALSA ZAPATA SE EMPLEARÁ CEMENTO HORMIGÓN: 1:1.2+3.08P.G. (Tamaño máximo 8")

MURO DE ALBARRERA CONFINADA

— MURO DE CONTENCIÓN

— COLUMNA O PLACA

— DELIMITACIÓN DE PROPIEDAD

— EJES DE COLUMNAS

— DELIMITACIÓN DE NIVELES

JUNTAS ASERRADAS FORMANDO PAÑOS DE APROXIMADAMENTE 3x3mts

CONCRETO $f'c=210\text{kg/cm}^2$

25mm

180

269

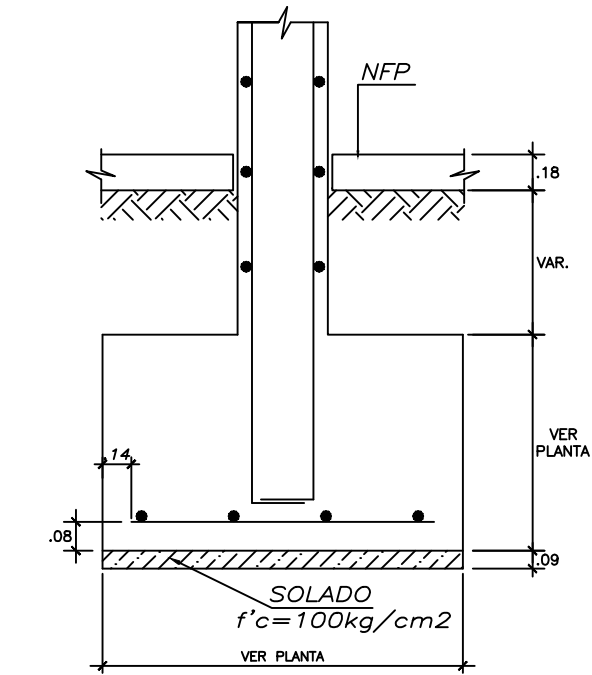
AFIRMADO COMPACTADO AL 95% PROCTOR MODIFICADO

BASE COMPACTADA

PAVIMENTO (ESTACIONAMIENTO)

RECUBRIMIENTO DE CONCRETO PARA REFUERZO

UBICACIÓN	RECUBRIMIENTO
CONCRETO VACIADO CONTRA EL TERRENO	7.5cm
SUPERFICIES ENCOTRADAS O SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTemperie, AL AIRE SATURADO, SUMERGIDAS O EN CONTACTO CON EL TERRENO, INCLUYENDO ESTRIBOS, GANCHOS O ESPIRALES	5.0cm
BARRAS DE 3/4" O MAYORES	4.0cm
RESTO DE CASOS: REFUERZO DE COLUMNAS O VIGAS, ESTRIBOS, GANCHOS O ESPIRALES	4.0cm
LOSAS, MUROS Y VIGUETAS DE TECHO	4.0cm
BARRAS DE 3/4" O MAYORES	4.0cm
BARRAS DE 5/8" O MENORES	2.0cm



DETALLE DE ANCLAJE DE PLACA EN ZAPATA

PARAMETROS SISMO-RESISTENTES

- a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:
- XX: MUROS Y PORTICOS DE CONCRETO ARMADO (MUROS)
- YY: MUROS Y PORTICOS DE CONCRETO ARMADO (MUROS)
- b) PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO:
- FACTOR DE ZONA (ZONA 4): $Z=0.45$
- FACTOR DE SUELO: $S=1.00$ $Tp=0.4s$ $Tn=2.5s$
- FACTOR DE USO: $U=1.0$ (EDIFICACION COMUN)
- FACTOR DE REDUCCION: $Rx=6$ (Muros); $Ry=6$ (Muros)
- c) MAXIMO DESPLAZAMIENTOS SISMICOS
- DIR XX (Periodo en $X=0.49$ segundos)
- $\Delta_{max} = 6.08$ cm
- $\Delta_{me} = 0.0047 < 0.007$
- DIR YY (Periodo en $Y=0.42$ segundos)
- $\Delta_{max} = 5.58$ cm
- $\Delta_{me} = 0.0042 < 0.007$

DETALLE DE BATEA PARA TABIQUERIA

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

DE ACUERDO AL INFORME FINAL DEL ESTUDIO DE SUELOS DESARROLLADO POR MM GROUP

TIPO DE CIMENTACION: Zapatas aisladas, conectadas y cimientos corridos

ESTRATO DE APOYO A LA CIMENTACION: Suelo Grueso medianamente consolidado (SP-01)

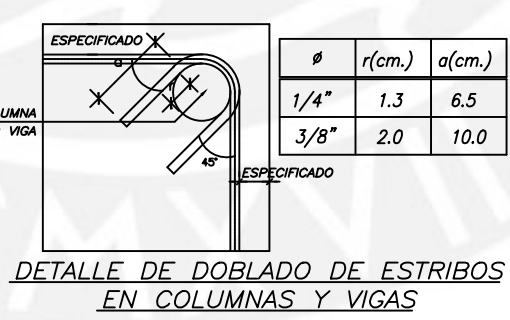
PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACION: mínima 1.20m con respecto al fondo de sótano

PRENSION ADMISIBLE CONSIDERADA: Considerado 4.51 kg/cm2 para una profundidad promedio de 1.50m con respecto al fondo de sótano.

AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACION: Moderada (usar cemento tipo V)

RECOMENDACIONES ADICIONALES:

- 1) No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte, relleno sanitario o relleno artificial. Estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales adecuadamente compactados.
- 2) En caso de que a la profundidad indicada se encuentre material suelto o relleno profundizar excavación por lo menos 30cm. en terreno natural y vaciar falsa zapata.
- 3) En donde se requiera rellenar para conformar el falso piso se deberá usar afirmado compactado al 95% de proctor modificado, la compactación deberá ser con plancha vibradora en capas no mas de 20cm.



CUADRO DE COLUMNETAS		
$1/4" \times 1.0, 0.5$	$1/4" \times 1.0, 0.5$	
$4\phi 10, Rto. \phi. 25$	$4\phi 10, Rto. \phi. 25$	

ESPECIFICACIONES

CONCRETO ARMADO

CONCRETO $f'c = 210$ kg/cm2

PIERRO CORRUGADO $f_y = 4200$ kg/cm2

SUELO $wt = 4.00$ kg/cm2

CONCRETO SIMPLE

CONCRETO CORRIDO $f'c = 140$ kg/cm2 + 30% P.G. (Tamaño máximo 8")

SOBRECIMIENTO $f'c = 140$ kg/cm2 + 25% P.G. (Tamaño máximo 1/2")

MEZCLA CEMENTO: HORMIGON 1:1.2+3.08 DE PIEDRA GRANDE (8" MAXIMO)

RECUBRIMIENTOS

ZAPATAS 8 cm

PLACAS, MUROS, COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS 4 cm

VIGAS PERALTADAS Y COLUMNAS ($\phi=15$) 3 cm

VIGAS CHATAS 2.5 cm

LOSAS Y ALIGERADO 2 cm

MAMPUESTERIA CONFINADA

LADRILLO TIPO KING KONG INDUSTRIAL O SIMILAR, $f_m = 65$ kg/cm2

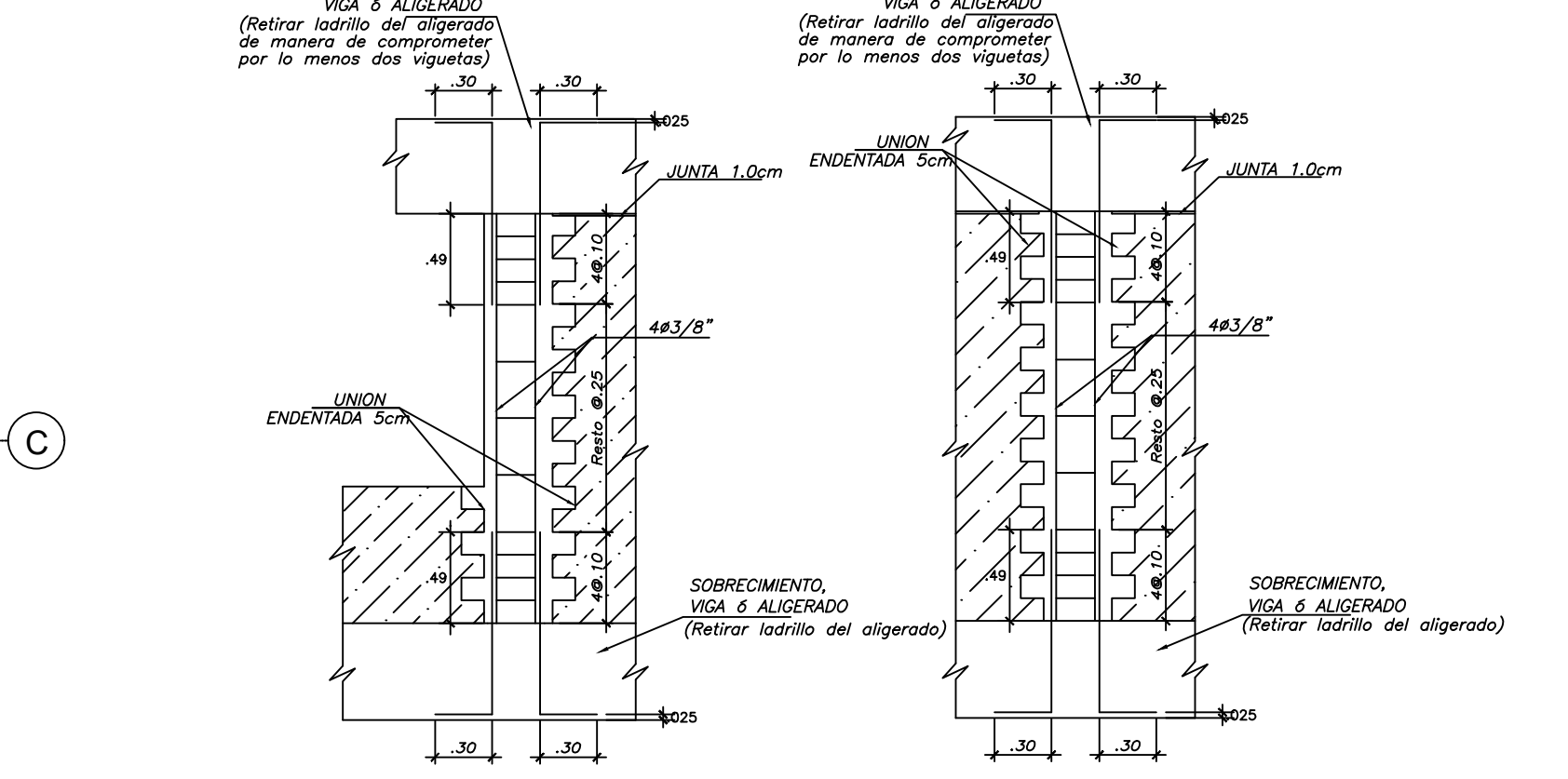
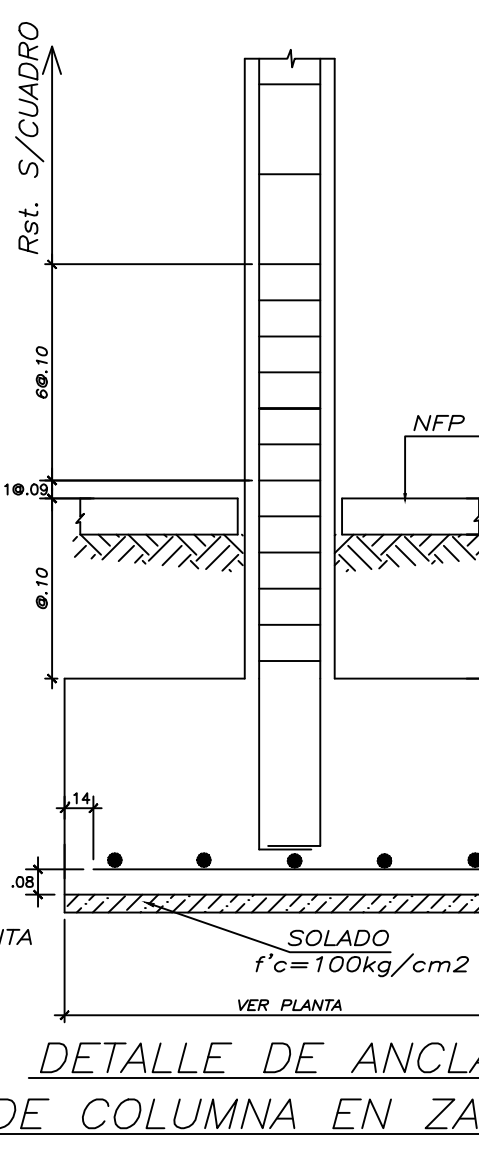
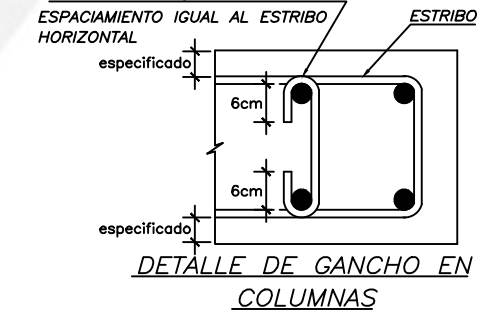
TABIQUERIA

LADRILLO TIPO PANDERETA CON COLUMNAS DE ARROSTRAMIENTO (VER DETALLE)

MORTERO (CEMENTO/ARENA) 1/5

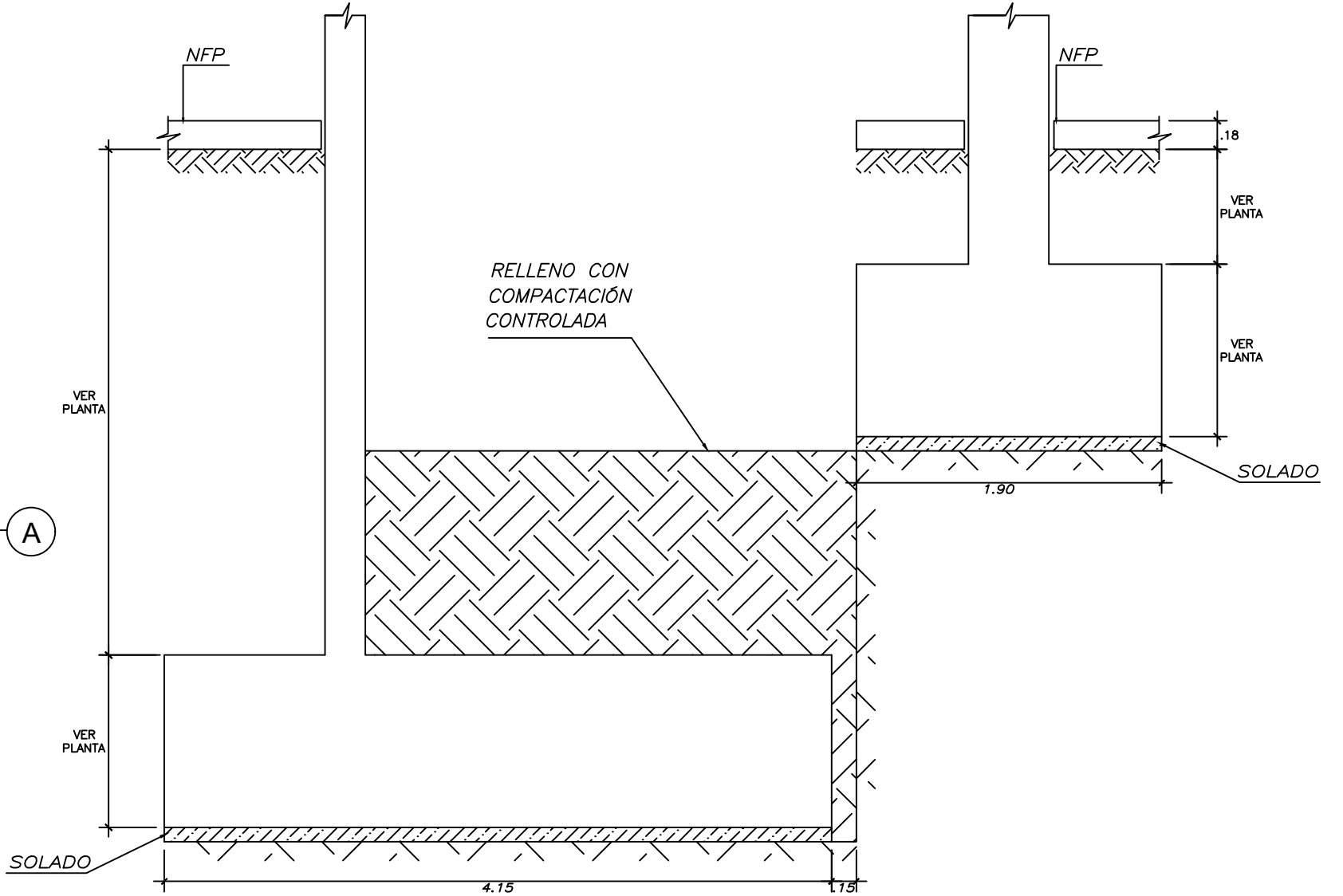
ESPESOR JUNTA ENTRE HILADAS 1.0 cm (Mín.)

ALTERNATIVAMENTE SE PUEDE USAR TABIQUERIA TIPO P-10



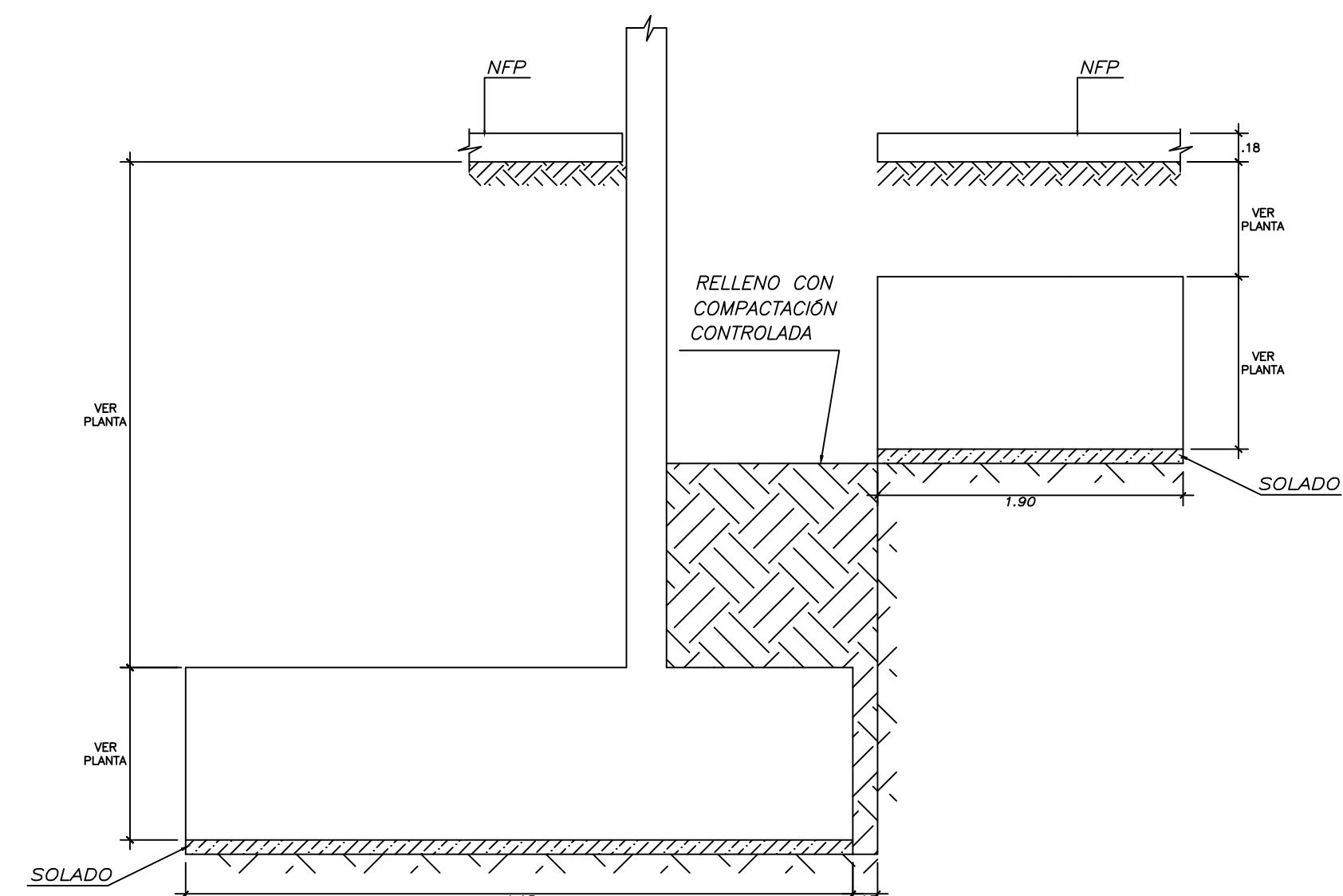
DETALLES TÍPICOS DE TABIQUERIA

NOTA: LAS COLUMNETAS SE VACIARAN LUEGO DE DESENCORRAR NIVEL SUPERIOR DEL TECHO.



CORTE 1-1

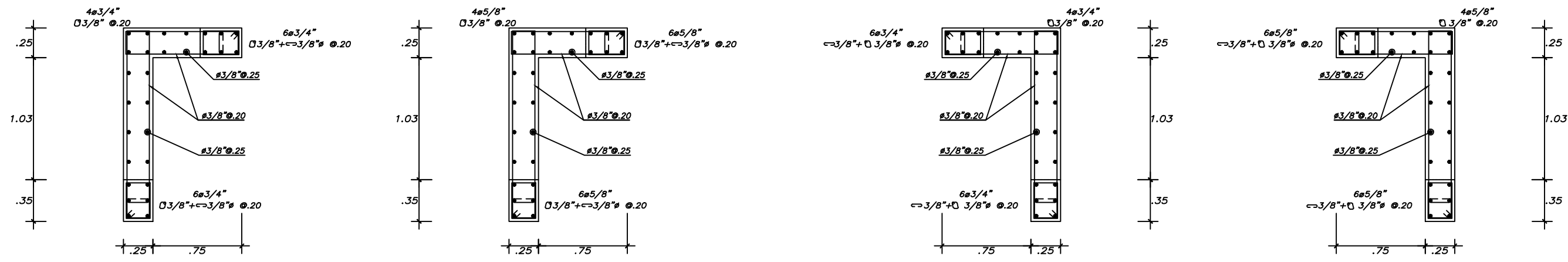
ESC. 1/25



CORTE 2-2

ESC. 1/25

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				
PROYECTO : "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SEIS PISOS EN CONCRETO ARMADO"				LAMINA N°:
PROPIETARIO : ROMMEL ARTURO CÁRDENAS GONZÁLEZ				E-01
PLANO : VIGAS				
DISEÑO : RACG	DIBUJO : RACG	ESCALA : 1 / 75	FECHA : AGOSTO 2019	PROYECTO N° :

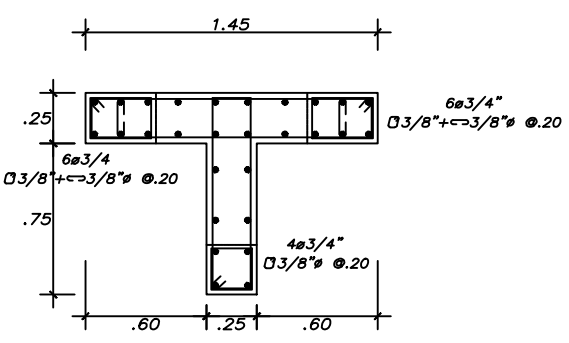


PL-1
DEL 1er AL 3er PISO
ESC. 1/25

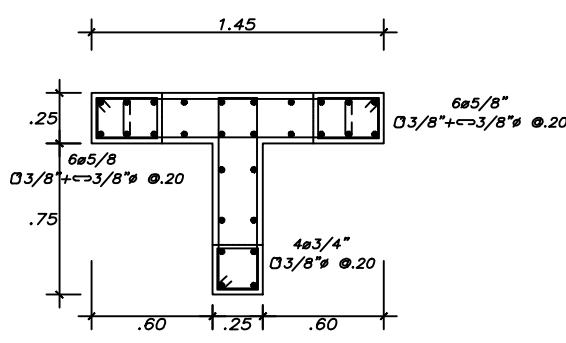
PL-1
DEL 4to AL 6to PISO
ESC. 1/25

PL-1
DEL 1er AL 3er PISO
ESC. 1/25

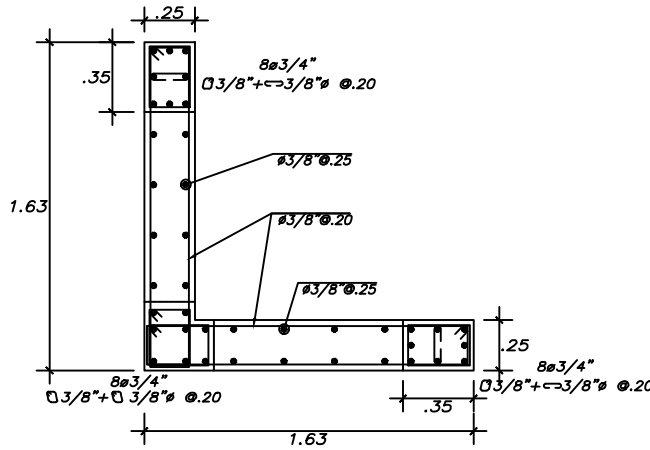
PL-1
DEL 4to AL 6to PISO
ESC. 1/25



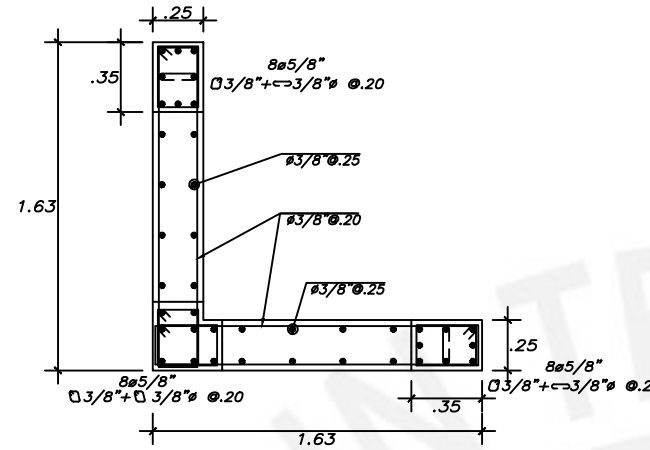
PL-2
DEL 1er AL 3er PISO
ESC. 1/25



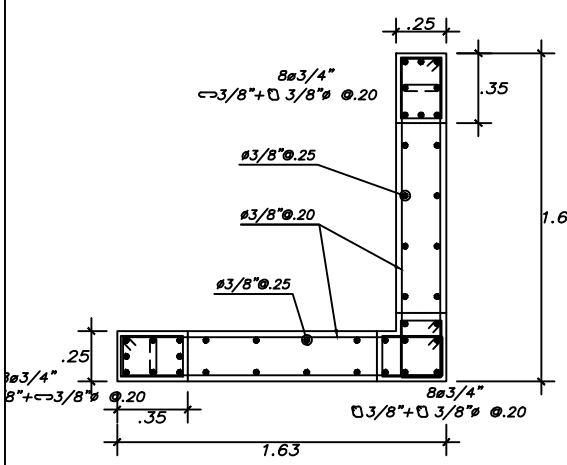
PL-2
DEL 4to AL 6to PISO
ESC. 1/25



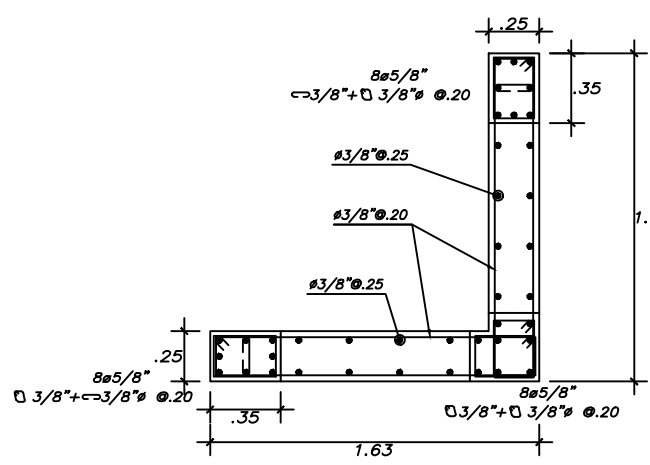
PL-4
DEL 1er AL 3er PISO
ESC. 1/25



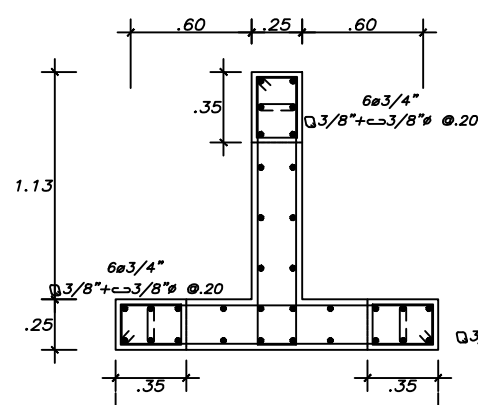
PL-4
DEL 4to AL 6to PISO
ESC. 1/25



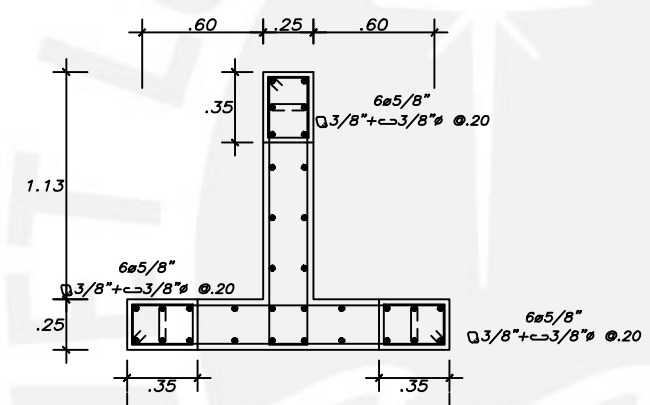
PL-4
DEL 1er AL 3er PISO
ESC. 1/25



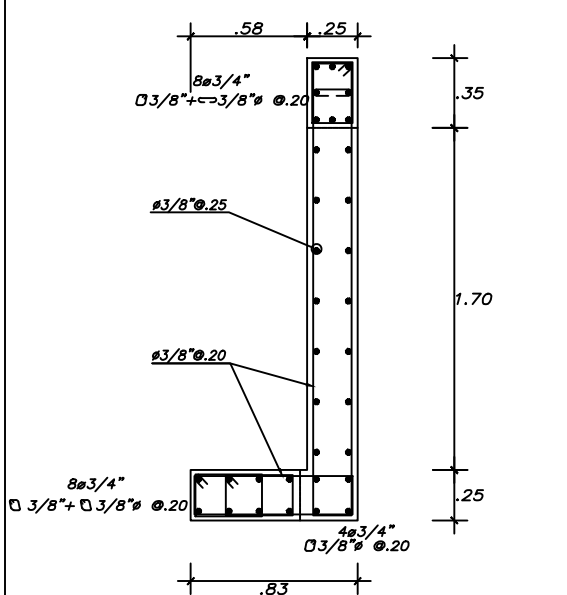
PL-4
DEL 4to AL 6to PISO
ESC. 1/25



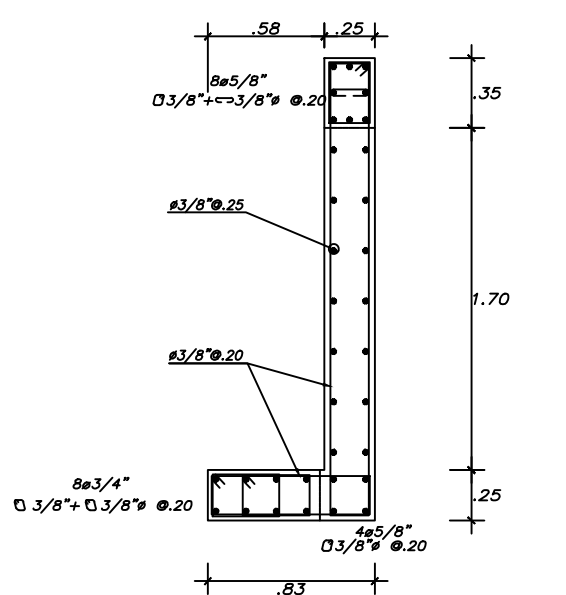
PL-6
DEL 1er AL 3er PISO
ESC. 1/25



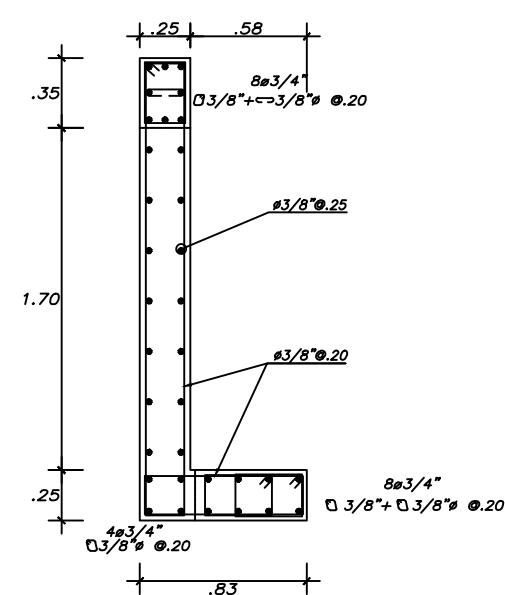
PL-6
DEL 4to AL 6to PISO
ESC. 1/25



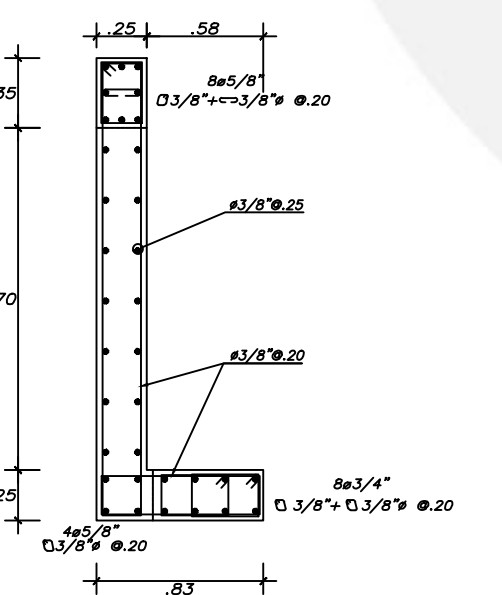
PL-5a
DEL 1er AL 3er PISO
ESC. 1/25



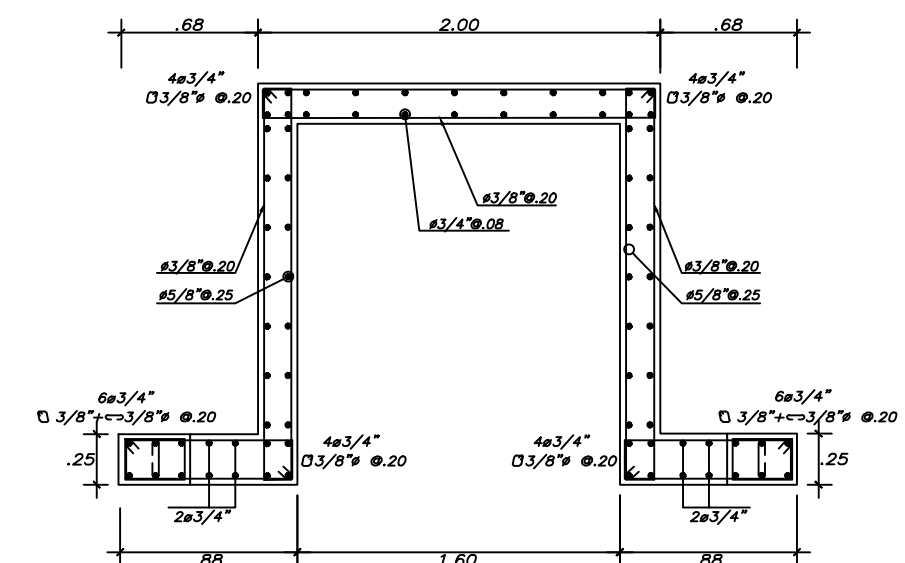
PL-5a
DEL 4to AL 6to PISO
ESC. 1/25



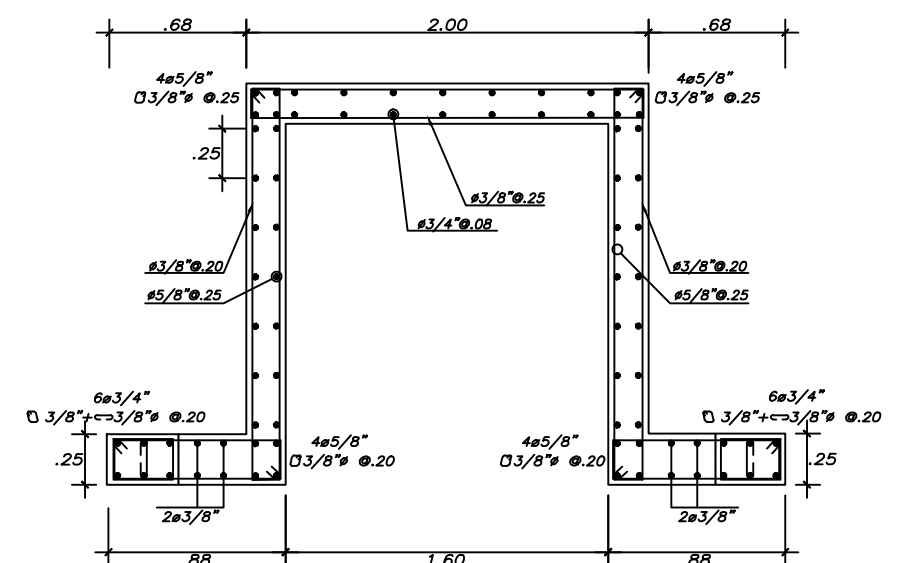
PL-5b
DEL 1er AL 3er PISO
ESC. 1/25



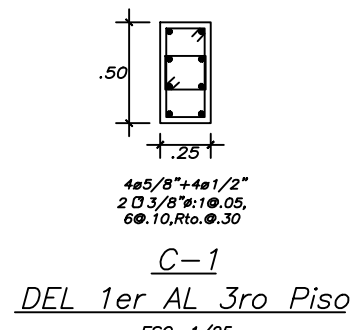
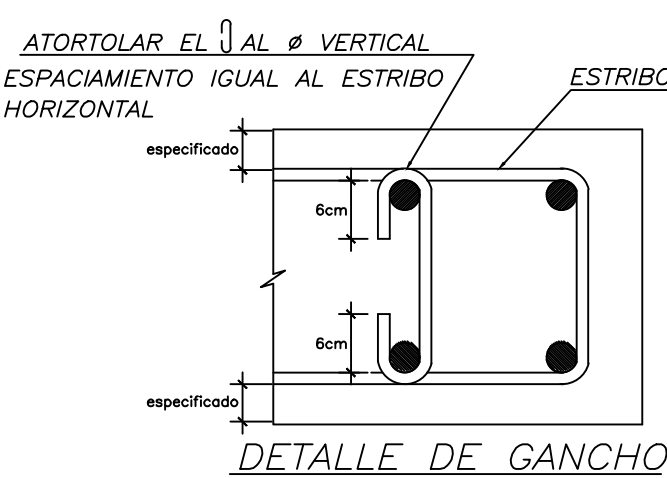
PL-5b
DEL 4to AL 6to PISO
ESC. 1/25



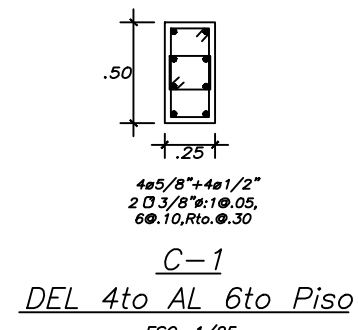
PL-3
DEL 1er AL 3er PISO
ESC. 1/25



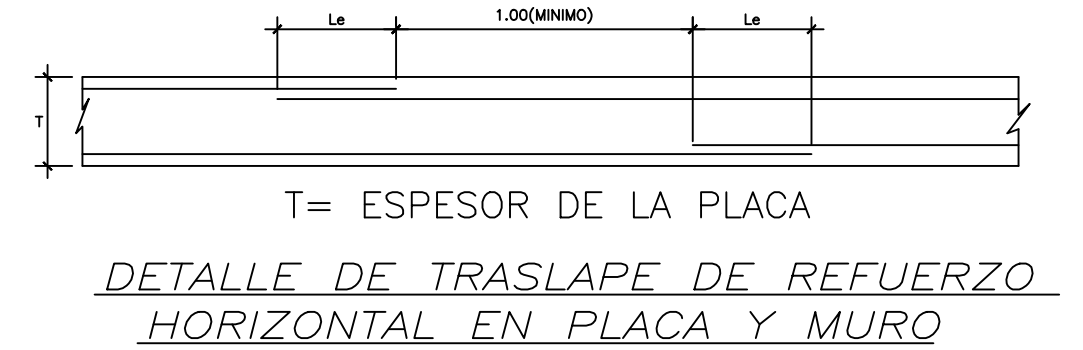
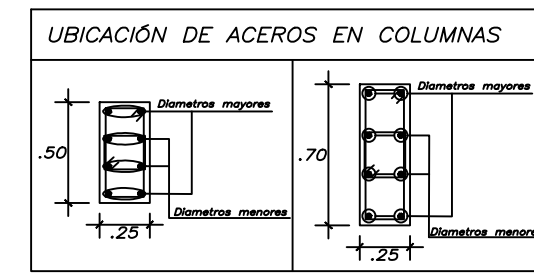
PL-3
DEL 4to AL 6to PISO
ESC. 1/25



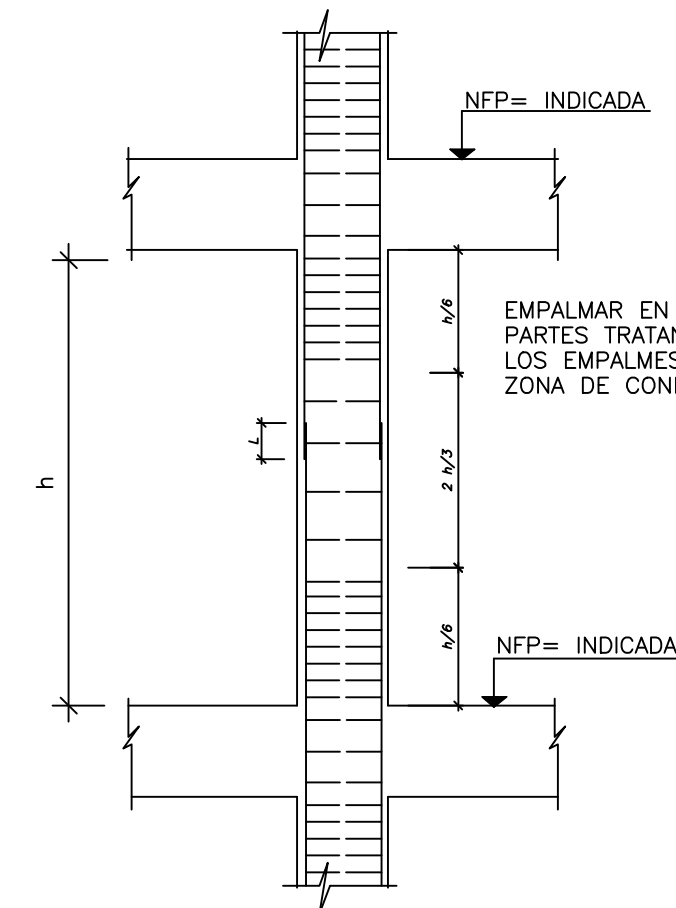
C-1
DEL 1er AL 3ro Piso
ESC. 1/25



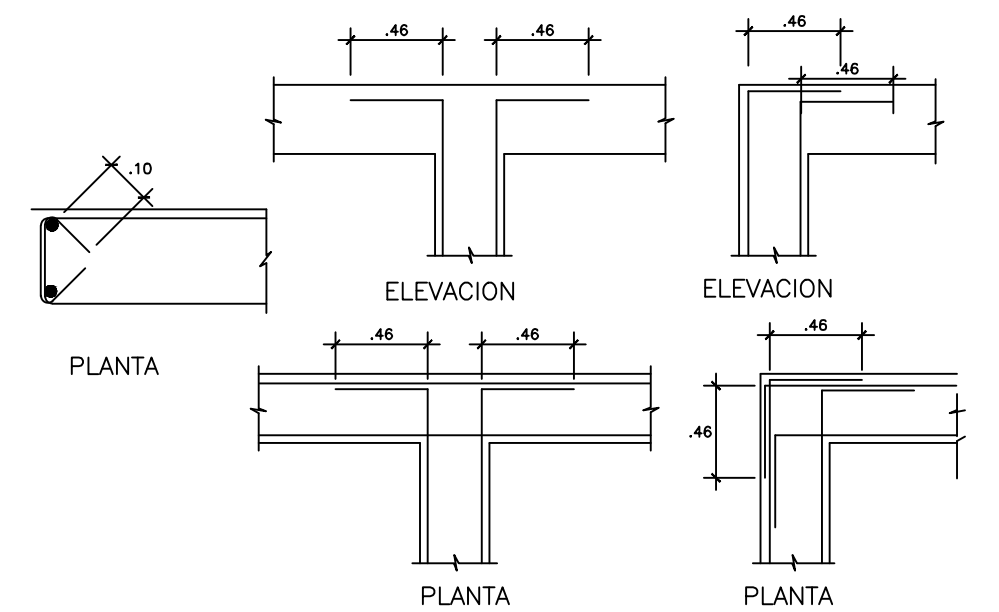
C-1
DEL 4to AL 6to Piso
ESC. 1/25



Ø	L(m)
3/8"	.40
1/2"	.45

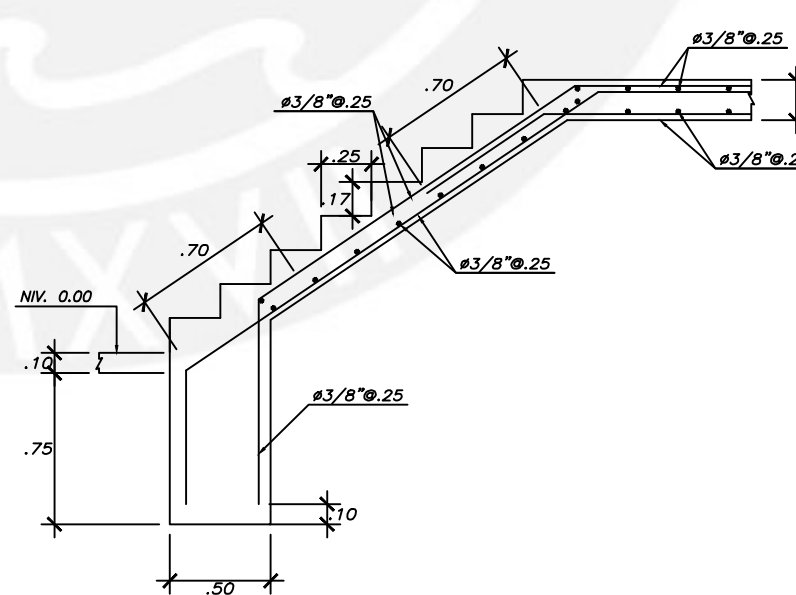


LONGITUD DE EMPALME (L)	
1"Ø	1.40
3/4"Ø	.85
5/8"Ø	.70
1/2"Ø	.56
3/8"Ø	.42

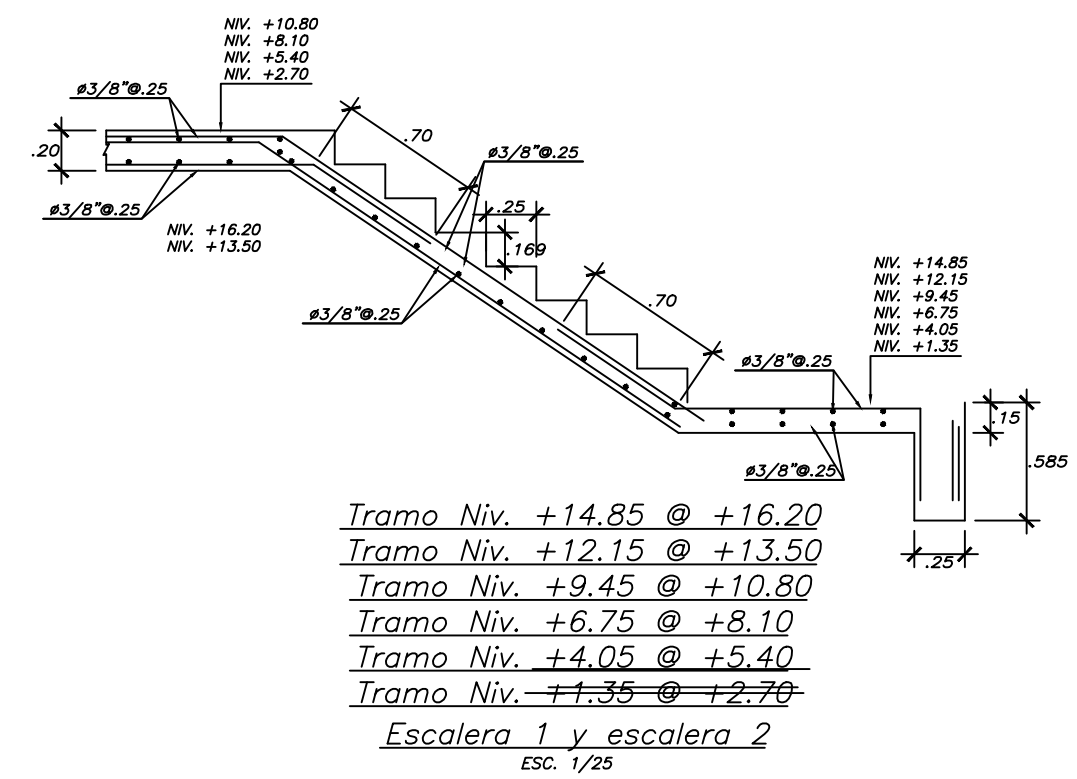


DETALLE DE ANCLAJE DE REFUERZO EN PLACA y MUROS

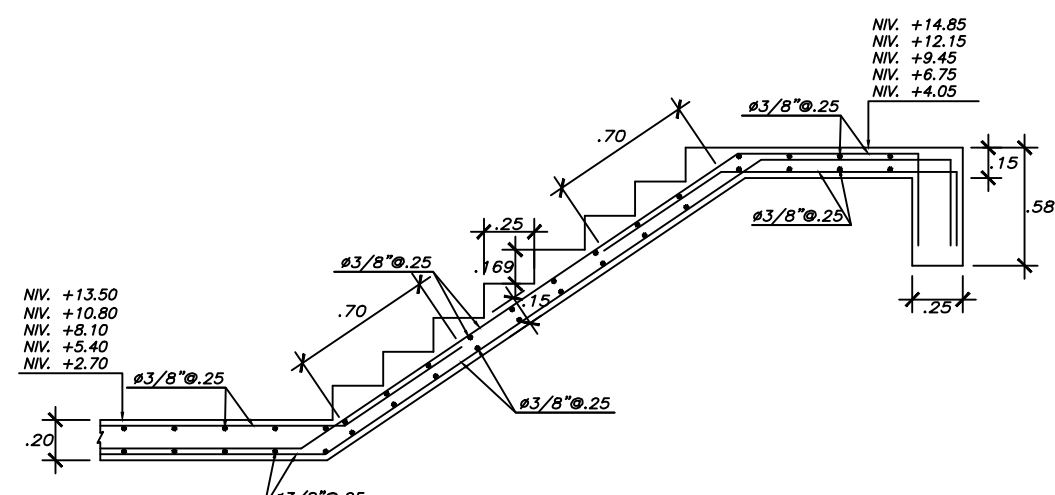
EMPALMES TRASLAPADOS PARA COLUMNAS Y PLACAS



Tramo Niv. +0.00 @ +1.35
Escalera 1 y Escalera 2
ESC. 1/25

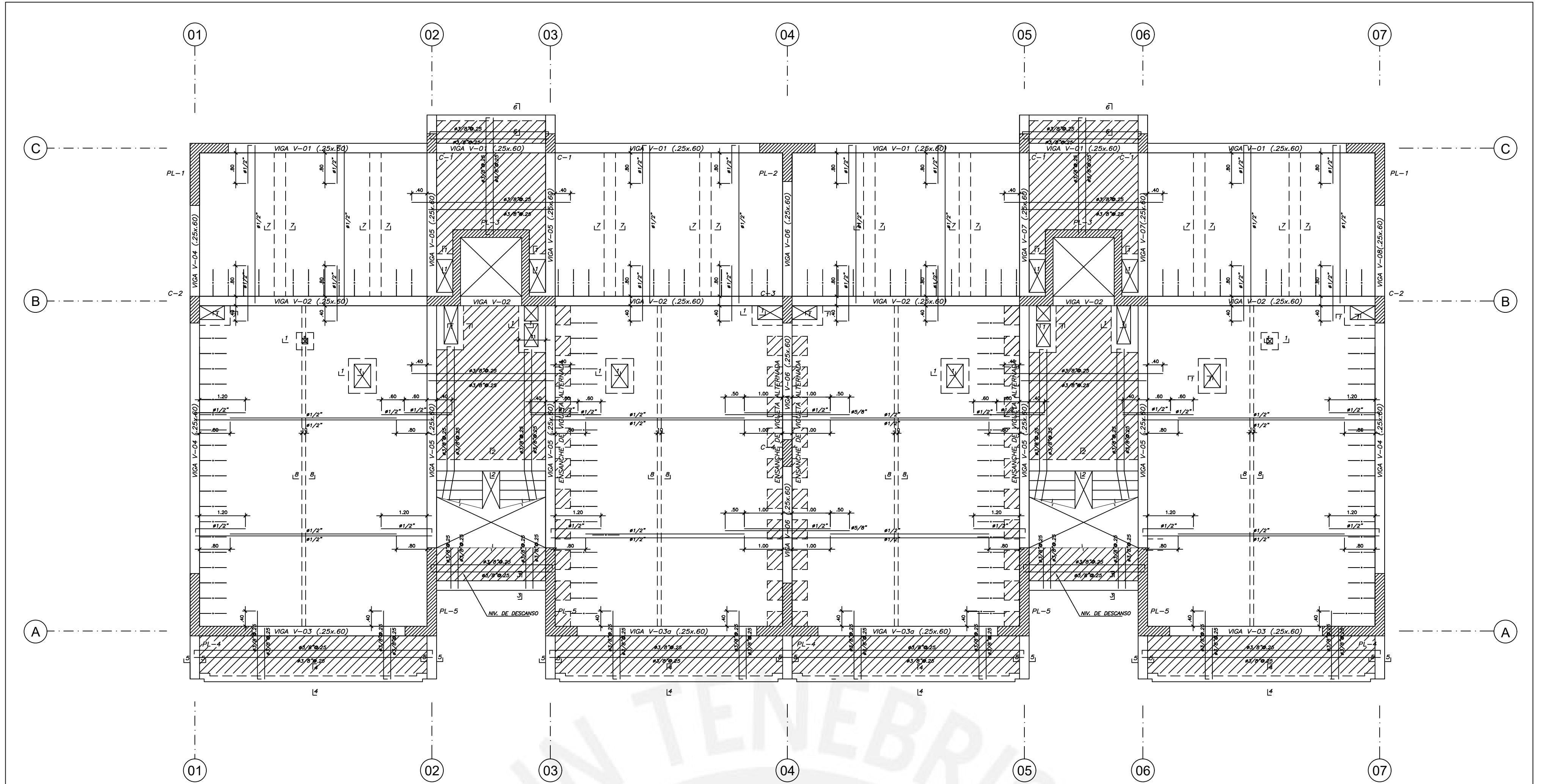


Tramo Niv. +14.85 @ +16.20
Tramo Niv. +12.15 @ +13.50
Tramo Niv. +9.45 @ +10.80
Tramo Niv. +6.75 @ +8.10
Tramo Niv. +4.05 @ +5.40
Tramo Niv. +1.35 @ +2.70
Escalera 1 y Escalera 2
ESC. 1/25

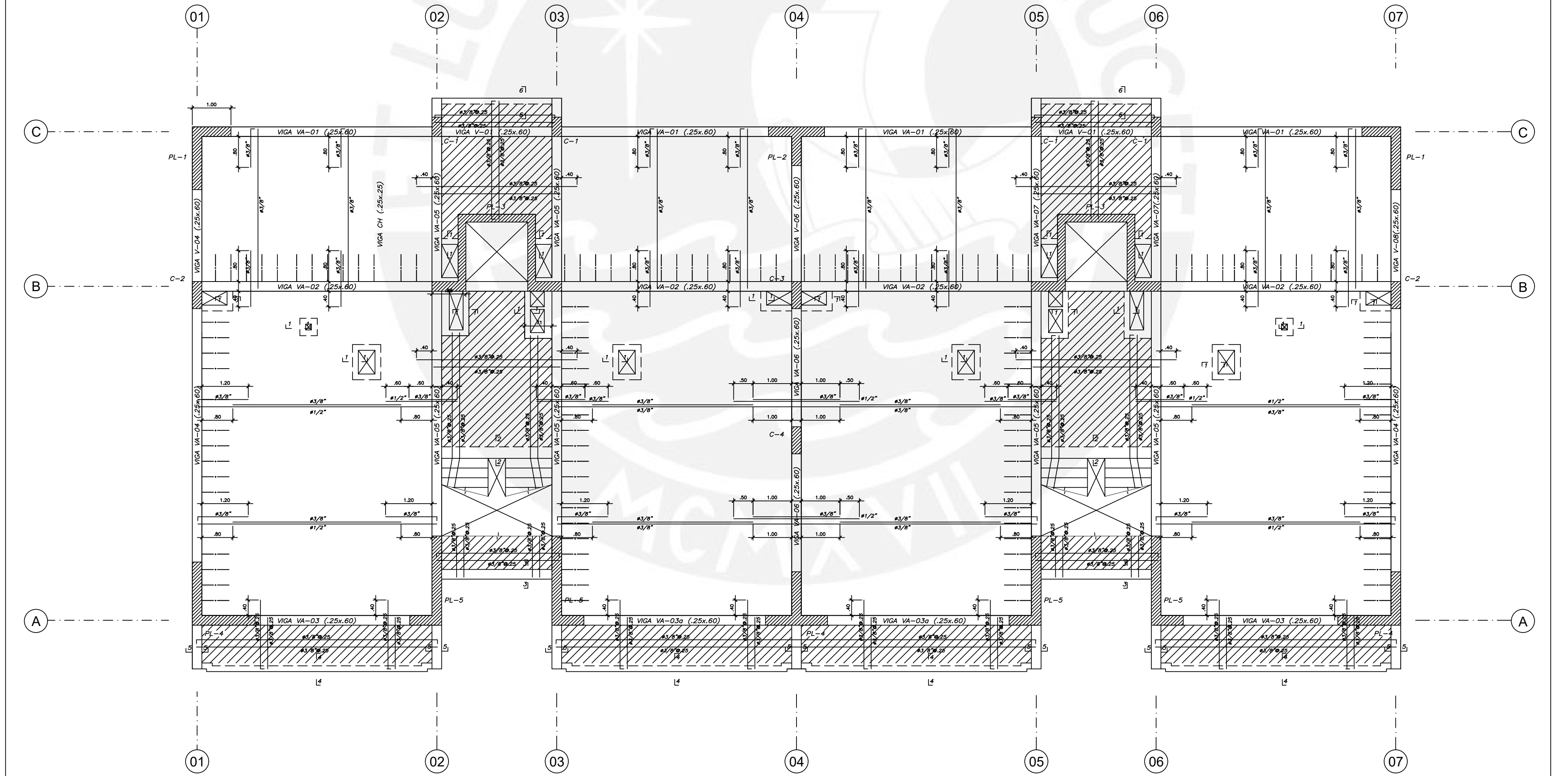


Tramo Niv. +13.50 @ +14.85
Tramo Niv. +10.80 @ +12.15
Tramo Niv. +8.10 @ +9.45
Tramo Niv. +5.40 @ +6.75
Tramo Niv. +2.70 @ +4.05
Escalera 1 y Escalera 2
ESC. 1/25

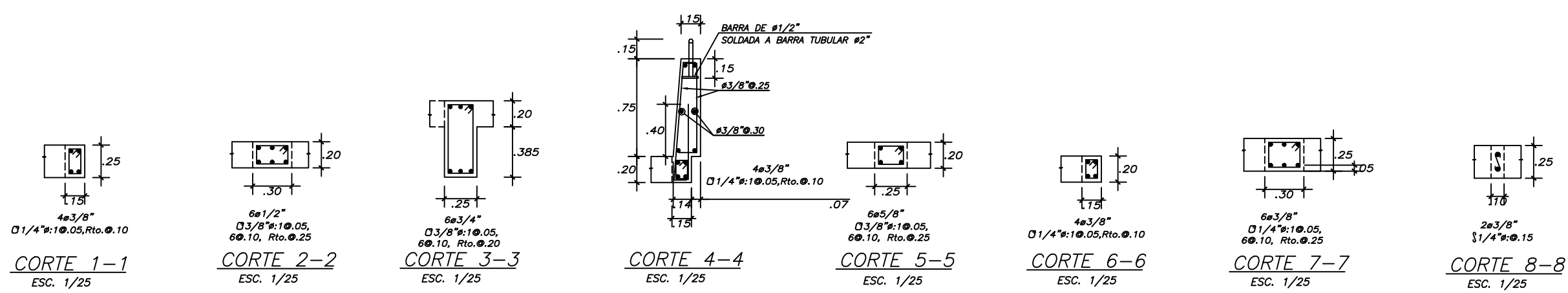
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				
PROYECTO :	"DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SEIS PISOS EN CONCRETO ARMADO"			LAMINA N°:
PROPIETARIO :	ROMMEL ARTURO CÁRDENAS GONZÁLEZ			E-02
PLANO :	PLACAS, COLUMNAS Y ESCALERAS			
DISEÑO :	DIBUJO :	ESCALA :	FECHA :	PROYECTO N° :
RACG	RACG	1 / 75	AGOSTO 2019	



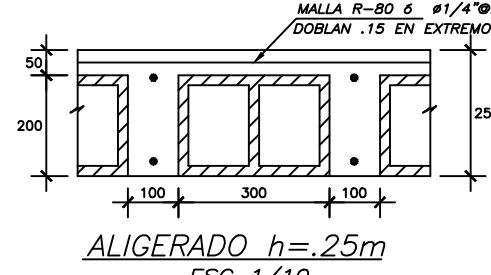
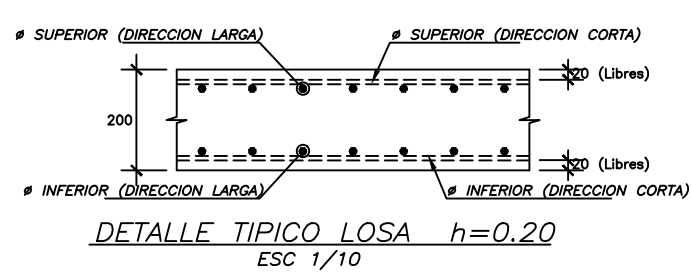
ENCOFRADO 1RO AL 5TO PISO
ALIGERADO H=0.25, S/C=200 Kg/m²
LOSA MACIZA H=0.20, S/C=200 Kg/m²



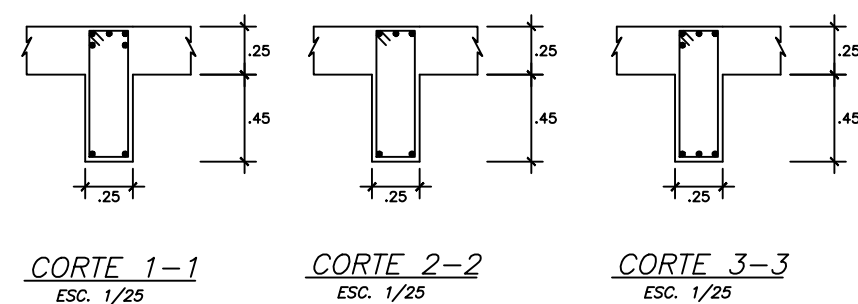
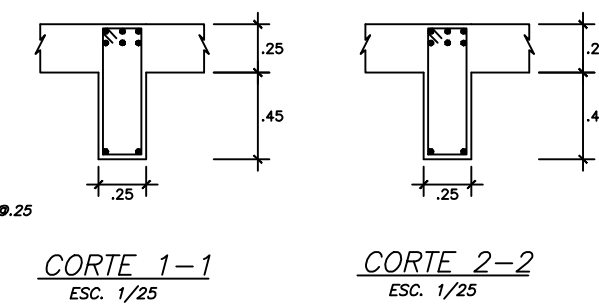
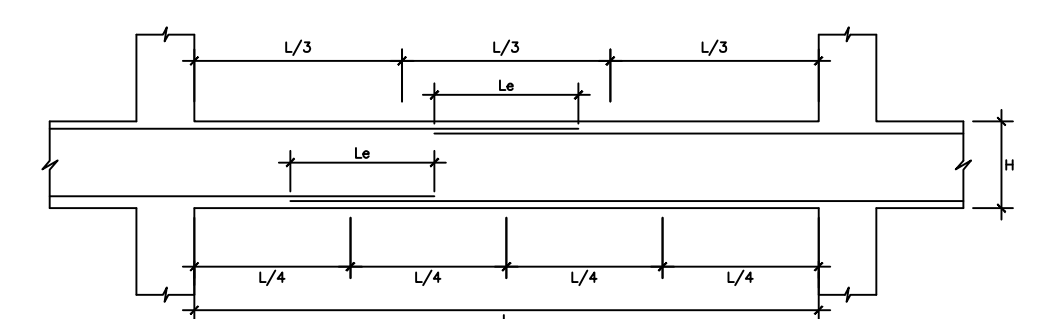
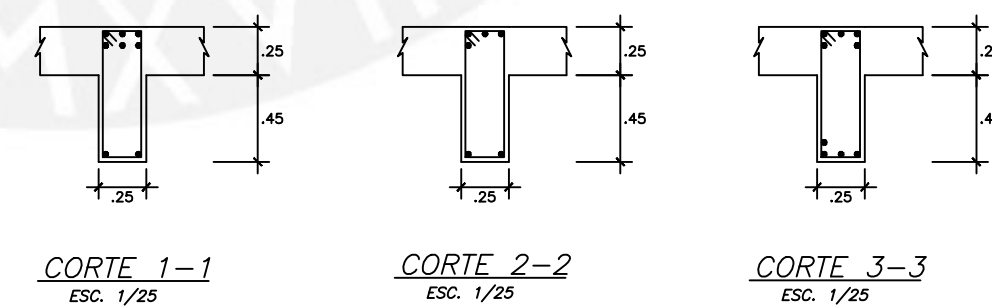
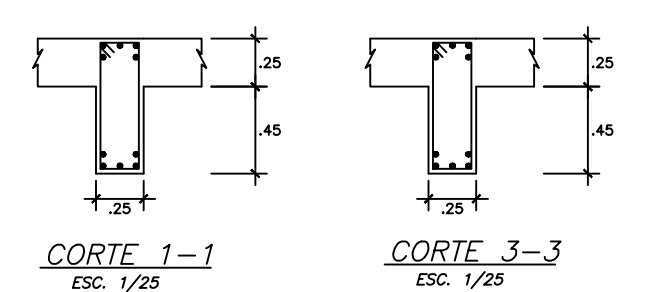
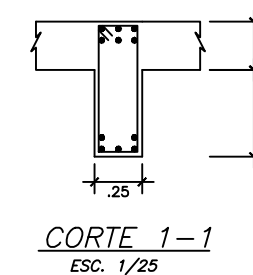
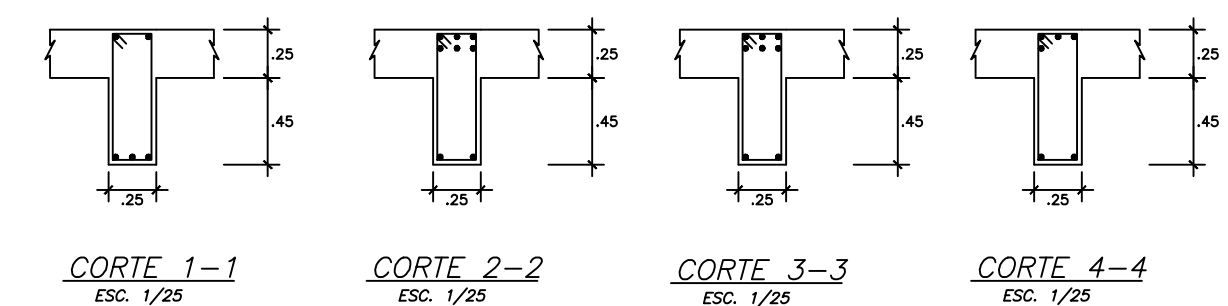
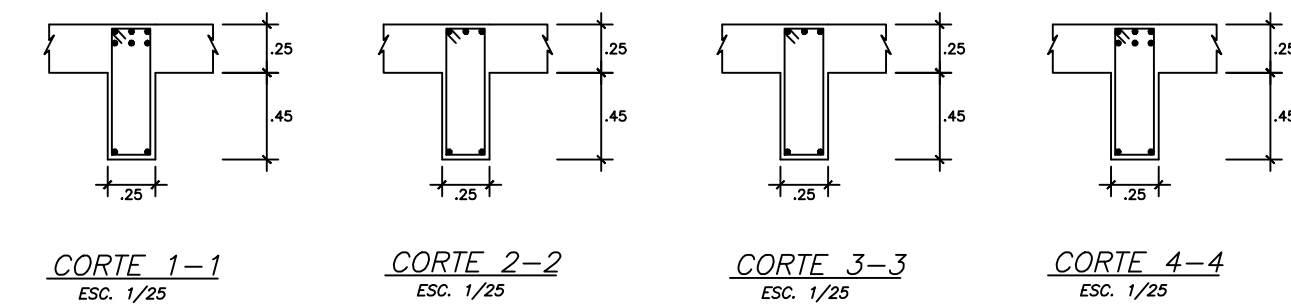
ENCOFRADO TECHO DE AZOTEA
ALIGERADO H=0.25, S/C=100 Kg/m²
LOSA MACIZA H=0.20, S/C=100 Kg/m²



LEYENDA	
	ALIGERADO h=25
	LOSA MACIZA h=20
	VIGA PERALZADA
	VIGA CHATA



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				
PROYECTO : "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SEIS PISOS EN CONCRETO ARMADO"				LAMINA N°:
PROPIETARIO : ROMMEL ARTURO CÁRDENAS GONZÁLEZ				E-03
PLANO : ENCOFRADO DEL 1ER AL 6TO PISO				
DISEÑO : RACG	DIBUJO : RACG	ESCALA : 1 / 75	FECHA : AGOSTO 2019	
PROYECTO N° :				



LONGITUDES DE EMPALMES TRASLAPADOS "Le" (cm)		
Ø	BARRAS SUPERIORES	OTRAS BARRAS
1/4"	40	40
3/8"	45	40
1/2"	60	45
5/8"	75	60
3/4"	90	65
1"	160	110
1 3/8"	220	210

NOTAS:

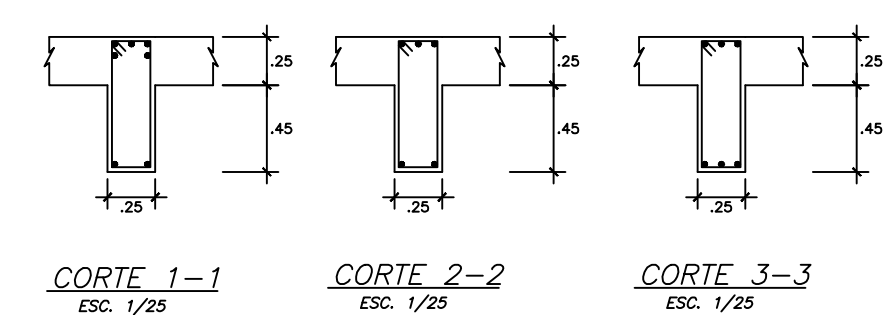
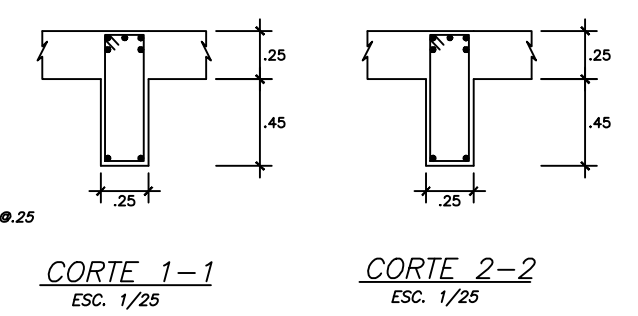
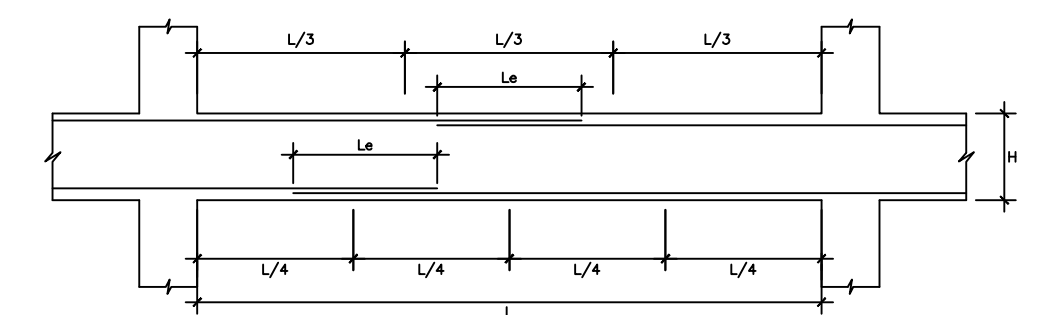
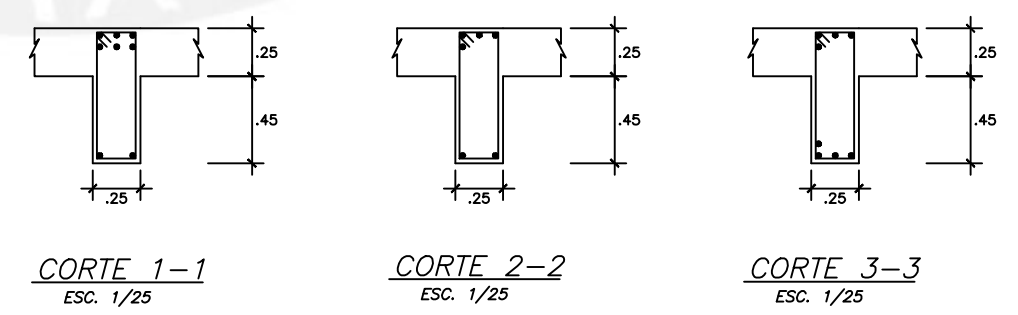
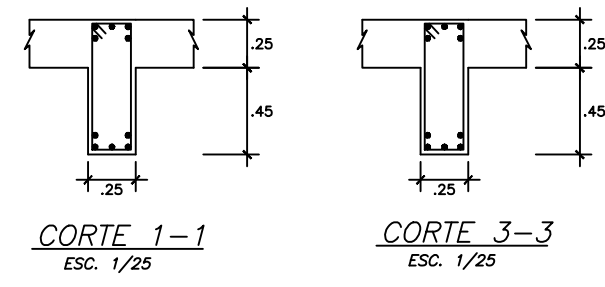
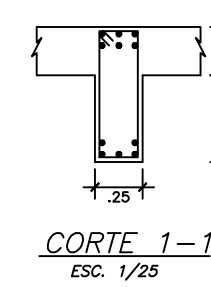
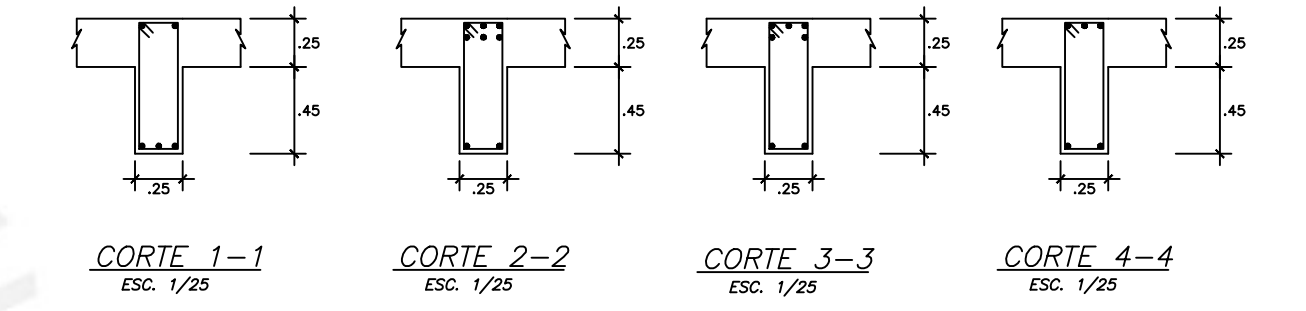
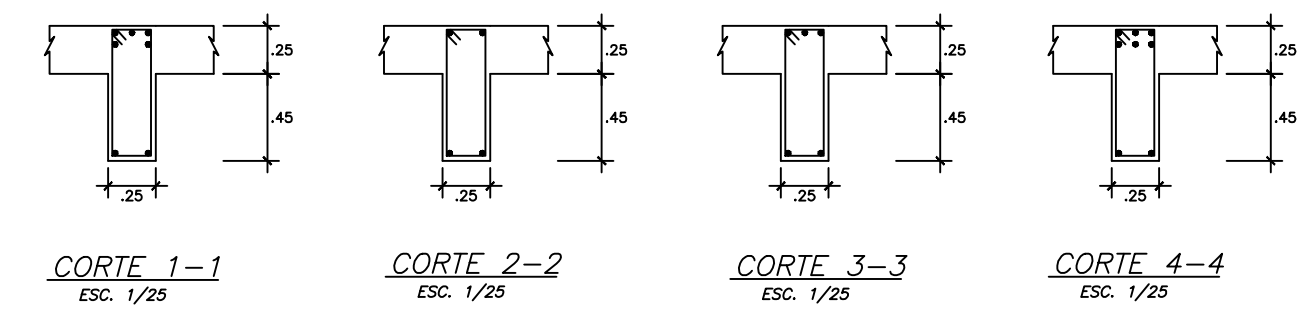
1) LAS BARRAS SUPERIORES SON BARRAS HORIZONTALES COLOCADAS SOBRE 8cm O MÁS DE CONCRETO PÉFIDO. EL REFUEZADO HORIZONTAL DE MUROS SE CONSIDERARÁ COMO "BARRAS HORIZONTALES" EL REFUEZADO VERTICAL PODRÁ SER CONSIDERADO COMO "OTRAS BARRAS".

2) SE PERMITIRÁ EL USO DE EMPALMES MECÁNICOS TIPO-2 EN REEMPLAZO DE LOS EMPALMES TRASLAPADOS.

3) EN CASO DE EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL REFUEZADO EN UNA MISMA SECCIÓN O EMPALMAR FUERA DE LAS ZONAS INDICADAS, SE DEBERÁN AUMENTAR LAS LONGITUDES TRASLAPADAS EN UN 50%.

ESCALA :	FECHA :	PROYECTO N° :
----------	---------	---------------

-04



LONGITUDES DE EMPALMES TRASLAPADOS "L _e " (cm)		
Ø	BARRAS SUPERIORES	OTRAS BARRAS
1"/4"	40	40
3/8"	45	40
1/2"	60	45
5/8"	75	55
3/4"	90	65
1"	160	115
1 3/8"	320	230

NOTAS:

1) LAS BARRAS SUPERIORES SON CON BARRAS HORIZONTALES COLOCADAS SOBRE 30cm O MÁS DE CONCRETO FRESCO. EL REFUERZO HORIZONTAL DE MUROS SE CONSIDERARÁ COMO "BARRAS SUPERIORES". EL REFUERZO VERTICAL PODRÁ SER CONSIDERADO COMO "OTRAS BARRAS".

2) SE PERMITIRÁ EL USO DE EMPALMES MECÁNICOS TIPO-2 EN REEMPLAZO DE LOS EMPALMES TRASLAPADOS.

3) EN CASO DE EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL REFUERZO EN UNA MISMA SECCIÓN O EMPALMAR FUERA DE LAS ZONAS INDICADAS, SE DEBERÁN AUMENTAR LAS LONGITUDES DE TRASLAPLE EN UN 30%.